



Delft University of Technology

Bezwijken Grimborgwal

Leerpunten voor het Amsterdamse areaal

Korff, M.; Hemel, M.J.; Esposito, R.

Publication date

2021

Document Version

Final published version

Citation (APA)

Korff, M., Hemel, M. J., & Esposito, R. (2021). *Bezwijken Grimborgwal: Leerpunten voor het Amsterdamse areaal*.

Important note

To cite this publication, please use the final published version (if applicable).
Please check the document version above.

Copyright

Other than for strictly personal use, it is not permitted to download, forward or distribute the text or part of it, without the consent of the author(s) and/or copyright holder(s), unless the work is under an open content license such as Creative Commons.

Takedown policy

Please contact us and provide details if you believe this document breaches copyrights.
We will remove access to the work immediately and investigate your claim.

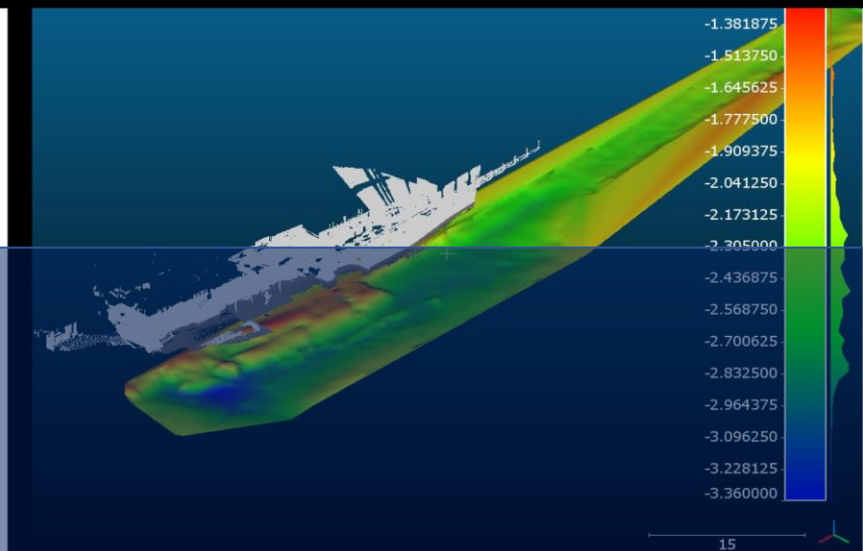
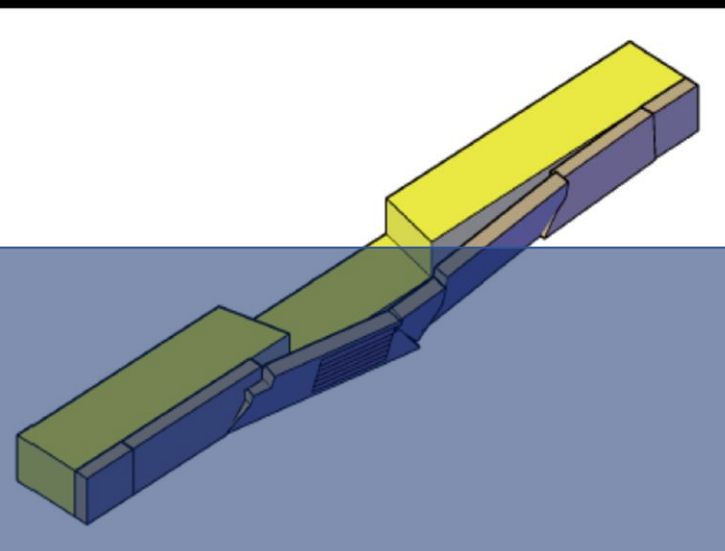
*This work is downloaded from Delft University of Technology.
For technical reasons the number of authors shown on this cover page is limited to a maximum of 10.*

Bezwijken Grimburgwal

Leerpunten voor het Amsterdamse areaal

Mandy Korff, Rita Esposito, Mart-Jan Hemel

 **TU Delft** Deltares



Bezwijken Grimburgwal

Leerpunten voor het Amsterdamse areaal

Rapid Assessment 2020

door

Auteurs	Dr.ir. Mandy Korff Dr. Rita Esposito Ir. Mart-Jan Hemel
Review	Dr.ir. Dirk Jan Peters Prof. dr. ir. S.N. Jonkman

Def versie 8 maart 2021

Rapport in opdracht van :	Gemeente Amsterdam
Mede gefinancierd door:	NWO project SAFElevee (NWO projectnummer 13861)
Overige bijdragen:	AMS Institute, Deltares, SkyGEO

Samenvatting

In dit rapport is via een forensic engineering aanpak een eerste analyse gegeven (rapid assessment, RA) van het bezwijken van de Grimborgwal (GBW) op 1 september 2020. Het doel van het onderzoek is om te achterhalen welke lessen zijn te leren van het bezwijken van de Grimborgwal voor de overige kades in Amsterdam. De volgende onderzoeksvragen zijn in dit onderzoek beantwoord op basis van de in dit rapport gepresenteerde informatie en analyses. Hierbij dient te worden aangegeven dat veel duidelijk is geworden maar dat ook nog gegevens ontbreken. Verder zijn alleen analyses uitgevoerd die in deze fase van Rapid Assessment konden worden uitgevoerd. Op basis hiervan is de beantwoording van de onderzoeksvragen als volgt:

Beantwoording vraag 1: Welke faalmechanisme(n) hebben significant bijgedragen aan het bezwijken van de Grimborgwal?

De Grimborgwal kade is in september 2020 in verschillende fasen bezweken. Als eerste was er sprake van een horizontale vervorming van de kade en enige dagen voor bezwijken zijn gaten in het straatwerk aangetroffen. De kade is daarna via een verticale vervorming losgeraakt en uit het vlak richting de gracht gevallen. Hierbij is een sectie van circa 25 m geheel onder water verdwenen. Het bezwijken is aan het oostelijke deel begonnen. Het westelijke deel is als gevolg daarvan meegetrokken en gekanteld.

Als belangrijkste faalmechanisme is opgetreden een horizontale buigvervorming van de houten paalfundering gevolgd door het breken van de houten palen. De vervorming is het gevolg van een lokaal diepere bodemligging van de gracht. Deze verklaring berust op de verwachting dat er in elk geval onder een gedeelte van de kade slechts twee palenrijen achter elkaar aanwezig waren dan wel effectief functioneerden. Dit is conform het bestek, de duikinspectie en is tevens aannemelijk gezien de zeer korte afstand van de kade tot het pand BG2. Door bestaande scheurvorming was de mogelijkheid tot herverdeling van de krachten langs de kade in langsrichting verminderd, waardoor de sterkere delen (met wel drie palenrijen) niet meer in staat waren de belasting over te nemen. De analyses zijn uitgevoerd met als aanname een ongedegradeerde houtsterkte. De sterkte van het hout was nog niet vastgesteld bij publicatie van dit rapport.

Beantwoording vraag 2: Wat zijn de onderliggende oorzaken van deze mechanismen?

De oorzaak van de diepere bodemligging is in dit onderzoek niet onderzocht. Naar alle waarschijnlijkheid is het draaien van boten een logische oorzaak hiervoor, omdat de instorting precies nabij het draaipunt voor brug 201 heeft plaatsgevonden. Het is waargenomen dat de diepte van de gracht in de richting van de brug toeneemt en daarna weer afneemt. De herhaaldelijke aanvaringen hebben de kade verzwakt, wat mogelijk verklaart waarom deze precies op de plaats van de schade als eerste is gescheurd. Tevens is dit het smalste deel van de kade, met mogelijk slechts twee palenrijen. Er lijkt geen sprake van belangrijke mate van aantasting van het hout (op basis van inspecties). De trigger (het laatste duwtje) voor de instorting is waarschijnlijk het vernieuwen van het straatwerk geweest van (eerst mei en later) augustus 2020. Het straatwerk zorgt voor een extra belasting op de kade. Dit straatwerk was nodig als gevolg van de reeds opgetreden kadevervorming. De bijdrage van de grondwaterstroming en eventuele droogte/regen is niet bekend, doch kan een rol hebben gespeeld in combinatie met de al opgetreden vervorming en ontstane lekweg van achter de kade richting de gracht voor de vorming van de gaten in het straatwerk. De gebroken hemelwaterafvoer is zeer waarschijnlijk een gevolg en geen oorzaak van de instorting.

Beantwoording vraag 3: Op welke manier zijn de resultaten van dit onderzoek in te zetten voor beoordeling van de veiligheid en het nemen van maatregelen voor de overige kademuuren in Amsterdam?

Uit deze Rapid Assessment is gebleken dat de geometrie van de kade een belangrijke bijdrage heeft gespeeld in de gevoeligheid van de kade voor ontgronding/verdieping van de gracht. Door de combinatie van een kade die mogelijk op twee palen en zeker deels op drie palen rust is een uitspraak over de representativiteit van deze kade niet met volledige zekerheid te doen. De kade had volgens afdeling monumenten van Amsterdam (MenA) sowieso een wat afwijkende opbouw en een kade(deel) met twee palen is zelfs sterk afwijkend van het gebruikelijke areaal. Op basis van de bij vraag 1 en 2 beschreven mechanismen en oorzaken die ook voor de kade met drie palen gelden, kan desondanks worden gesteld dat maatregelen die voor de Grimborgwal worden aanbevolen ook voor overige kades van toepassing zijn.

Uit deze Rapid Assessment is gebleken dat de geometrie van de kade een belangrijke bijdrage heeft gespeeld in de gevoeligheid van de kade voor ontgronding/verdieping van de gracht. Hieruit volgen de volgende mogelijke maatregelen/vervolgacties:

- Controle of er (meer) kades met korte kespen / vloerconstructies zijn en slechts twee palenrijen. Deze zijn kwetsbaarder dan de constructies met meer rijen palen. Deze kades kunnen met voorrang worden getoetst en zonodig versterkt.
- Uitvoeren van een controle op de waterdiepte en ontgrondingen, vooral op routes van scheepvaart en bij kades met twee of drie palenrijen. Er kunnen dan maatregelen genomen worden bij een te grote waterdiepte/ontgronding.
- Locaties met aanvaarschades met voorrang te onderzoeken.

- Systematisch aandacht te besteden aan zettingen achter de kades en problemen met leidingen of riolering, omdat dit kan duiden op het horizontaal vervormen van de kade, al dan niet door een diepere bodemligging. Er kan bijvoorbeeld een registratie/meldingssysteem gebruikt worden voor het optreden van verzakkingen aan de kades/het straatwerk. Als er een opdracht tot herstraten wordt gegeven dient altijd EERST een analyse van de oorzaak van de verzakking te worden gemaakt die het gedrag van de kade meeneemt. Dit kan ook voorkomen dat herstraatwerk tot vergroting van de belasting op de kade leidt.
- Uitvoeren van metingen (liefst horizontaal aan de kades maar ook verticaal) om de relatie van de vervorming met mogelijk falen te onderzoeken (numeriek of experimenteel). Analyse van de zakkingen van de kades met Insarmetingen kan helpen om andere “hotspots” in kaart te brengen. Door middel van nadere analyses dient te worden vastgesteld welke grenswaarden een indicatie voor falen geven. Het effect van droogte op de zakkingen in de stad dient hierbij mede te worden onderzocht.

In het onderzoek van de GBW is gebleken dat er veel factoren mogelijk een bijdrage hebben geleverd aan het falen. Enkele daarvan konden niet worden uitgesloten maar zijn ook niet bevestigd. Dit geeft wel aan dat bepaalde zaken nog nader onderzocht kunnen worden. Aan de GBW was een oude kade aanwezig die de huidige kade kruiste nabij de locatie van bezwijken. Ook voor andere kades zijn dergelijke vervangingen gangbaar geweest. De exacte samenstelling van de kade op het punt van bezwijken (met twee of drie palen) is ook niet geheel zeker, ondanks diverse inspanningen hier duidelijkheid over te krijgen. Nader onderzoek naar de (invloed van de) opbouw van bestaande kades, zowel archeologisch als modelmatig wordt sterk aanbevolen.

Om voor de Grimburgwal de relatieve invloed van de verschillende factoren nog specifiek te onderscheiden zouden de volgende activiteiten kunnen worden uitgevoerd:

- Onderzoek op houten samples uit de restanten om deze te drogen en te wegen en tevens trekproeven te doen om de buigtreksterkte sterkteklasse vast te stellen. Ook de mechanische eigenschappen van de paal-kesp verbinding kan worden onderzocht.
- Onderzoek naar de exacte opbouw van de fundering in de bezweken en aanpalende gedeeltes.
- (na bovenstaande) Niet lineair eindig elementen model in 3D van de gehele kade voor het analyseren van de geschetste bezwijkmechanismen uit de RA en daarna variëren met verschillende scenario's zoals andere geometrieën

Het is in dit onderzoek goed mogelijk gebleken met verschillende rekenmethoden een indruk te krijgen van de stabiliteit van de kade. Doorontwikkeling en validatie van modellen voor gecombineerde berekening van de gehele constructie (vloer, metselwerk, palen) is nodig, omdat deze gecombineerde modellen geen gemeengoed zijn.

Summary

This report provides an initial analysis (rapid assessment, RA) of the collapse of the Grimborgwal (GBW) on 1 September 2020 using a forensic engineering approach. The aim of the investigation is to find out which lessons can be learned from the collapse of the Grimborgwal for the other quays in Amsterdam. The following research questions have been answered in this study based on the information and analyses presented in this report. It should be noted that much has become clear, but that some data could not be found. Furthermore, only analyzes that could be performed in this phase of Rapid Assessment were performed. Based on this, the answers to the research questions are as follows:

Answer to question 1: Which failure mechanism (s) contributed significantly to the collapse of the Grimborgwal?

The Grimborgwal quay collapsed in several phases in September 2020; initially there was a horizontal deformation of the quay and a few days before it collapsed, holes were found in the paving. The quay then became detached after a vertical deformation and fell out of the plane towards the canal. A section of approximately 25 m disappeared completely under water. The collapse has started in the eastern part. The western part has been pulled along and tilted as a result.

The main failure mechanism was the horizontal bending of the piles as a result of a locally deepening of the canal followed by breaking of the quay. This explanation is based on the hypothesis that only two rows of piles were present or functioned effectively over at least part of the quay. This is in accordance with the historic evidence, the diving inspection and is also plausible given the very short distance from the quay to the building BG2. The existing crack formation reduced the possibility of redistribution of forces in the quay in the longitudinal direction, so that the stronger parts (with three rows of posts) were no longer able to take over the load. The analyzes were carried out on the assumption that the wood strength was not degraded. The strength of the wood had not yet been determined when this report was published.

Answer to question 2: What are the underlying causes of these mechanisms?

The cause of the deeper canal bed itself has not been investigated in this study. Likely, the turning of the tour boats is a cause for this, because the collapse took place exactly near the turning point before bridge 201. It has been observed that the depth of the canal increases in the direction of the bridge and then decreases again. The repeated collisions of the tour boats have weakened the quay, possibly explaining why it cracked first at that location, which was also the narrowest part of the quay, with possibly only 2 rows of piles. There is no visible sign of significant deterioration to the wood (laboratory results not yet available). The trigger (the last push) for the collapse was probably the renewal of the pavement of (first May and later) August 2020, although this repaving was necessary as a result of the deformation of the quay that occurred before. The contribution of the groundwater flow and drought / rain is not known but may have played a role in combination with the horizontal quay deformation that had already occurred and the leakage path from behind the quay towards the canal for the formation of holes in the pavement. The broken rainwater drainage pipe is also very likely a consequence and not a cause of the collapse.

Answer to question 3: How can the results of this study be used to assess the safety and necessary measures for the other quay walls in Amsterdam?

This Rapid Assessment has shown that the geometry of the quay played an important role in the sensitivity of the quay to excavation / deepening of the canal. Even though the exact number of pile rows present over the length of the quay has not been determined and thus the representativity of this quay cannot be exactly compared to the rest of the quays, the mechanisms and underlying causes are determined for both two and three pile rows. This resulted in the following measures / follow-up actions being generally recommended:

- Check whether there are (more) quays with short cap / floor constructions and only two rows of posts. These are more vulnerable than constructions with more rows of posts. These quays can be tested as a matter of priority and, if necessary, reinforced.
- Checking the water depth, especially on shipping routes and at quays with two or three rows of piles. Measures can then be taken if the water depth / erosion is too large.
- Prioritize investigating locations with masonry damage. Pay systematic attention to settlement behind the quays and problems with pipes or sewers, because this may indicate horizontal deformation of the quay, whether or not due to a deeper bottom position. For example, a registration / notification system can be set up for the occurrence of subsidence on the quays / street work.
- Perform measurements (preferably horizontally on the quays, but also vertically) and to investigate the relationship between the deformation and possible failure (numerical or experimental). Analysis of the subsidence of the quays with InSAR measurements can help to map other "hotspots". Further analyzes must be used to determine which limit values give an indication of failure. The effect of drought on urban subsidence should also be investigated.

In order reach final conclusions and answers to the research questions, more in-depth analyzes are required of the most likely failure mechanisms. Specifically, the geometry of the timber structure of the GBW must be determined. The results of MenA's investigation can be verified by examining the now secured remnants on either side of the collapse. In addition, the bending tensile strength of the wood can be determined by examining the wood samples. Other recommended studies include tests to determine the mechanical properties of the masonry of the quay and numerical analyses in addition to the analytical methods used in the RA. In order to translate the results of the GBW to the rest of the area, a combination of monitoring (including InSAR) and calculations is required in which the link between deformations, damage and (risk of) failure is made.

In the GBW collapse many factors may have contributed to the failure. Some of these could not be excluded but have not been confirmed either. This does indicate that certain matters can still be investigated further. An old quay was present on the GBW, crossing the current quay near the site of collapse. Such replacements have also been common for other quays. The exact composition of the quay at the point of collapse (with two or three piles) is also not entirely certain, despite various efforts to clarify this. Further research into the (influence of) the construction of existing quays, both archaeological and model-based, is strongly recommended.

In order to distinguish the relative influence of the various factors more specifically for the Grimbürgwal, the following activities could be carried out:

- Research on wooden samples to determine the degradation and bending tensile strength. The mechanical properties of the pile-beam connection can also be investigated.
- Research into the exact structure of the foundation in the collapsed and adjacent parts.
- (after the above) Non-linear finite element model in 3D of the entire quay to analyze the sketched failure mechanisms from the RA and then vary with different scenarios such as other geometries

In this study, it has proved possible to obtain an impression of the stability of the quay using various calculation methods. Further development and validation of models for combined calculation of the entire structure (floor, masonry, piles) is necessary, because they are not commonplace.

Contents

1.	Inleiding.....	8
1.1	Instorting Grimburgwal.....	8
1.2	Opdracht aan de TU Delft.....	8
1.3	Aanpak.....	8
1.4	Wie hebben bijgedragen aan deze rapportage?.....	9
1.5	Beschikbare informatie.....	10
2	Grimburgwal historie en opbouw.....	11
2.1	Locatie en historie.....	11
2.2	Bestek.....	12
2.3	Funderingsherstel.....	13
2.4	Doorsnede.....	13
3	Het bezwijken van de Grimburgwal.....	16
3.1	Tijdslijn.....	16
3.2	Tekeningen.....	20
3.3	NOS beelden en analyse.....	20
3.4	3D bewegingsanalyse.....	22
4	Verzamelde informatie.....	29
4.1	Grondonderzoek.....	29
4.2	Houten onderdelen.....	30
4.3	Metselwerk kademuur.....	34
4.4	Insar metingen.....	39
4.5	Bodemligging van de gracht.....	43
4.6	Klimaatgegevens.....	44
5	Mogelijke faalmechanismen.....	46
5.1	Overzicht mechanismen.....	46
5.2	Principe sterkte en belasting.....	48
6	Hypothese toetsing.....	50
6.1	Metselwerk.....	50
6.1.1	Historische opbouw.....	50
6.1.2	Middelste scheur (scheur B).....	50
6.1.3	Oostelijke scheur (scheur A).....	51
6.1.4	Westelijke scheur (scheur C).....	52
6.1.5	Dilatatie voeg (scheur D).....	53
6.1.6	Tapse scheur (scheur E).....	53
6.2	Berekeningen kantelen en schuiven.....	53
6.2.1	Kantelen.....	53
6.2.2	Afschuiven.....	56
6.3	Berekeningen constructie hout en ondergrond.....	56
6.3.1	Principes berekening horizontaal belaste palen.....	56
6.3.2	Resultaten berekeningen voor twee palenrijen.....	58
6.3.3	Resultaten berekeningen voor drie palenrijen.....	60
6.3.4	Gevoeligheidsanalyses.....	62
6.4	Paal draagvermogen axiaal.....	64
6.5	Vorming van gaten achter de wand – uitspoeling.....	64
7	Maatgevende mechanismen.....	66
8	Beheersmaatregelen.....	72
8.1	Representativiteit kade GBW voor areaal binnenstad Amsterdam.....	72
8.2	Maatregelen op basis van GBW.....	73
9	Conclusies en aanbevelingen.....	75
9.1	Conclusies.....	75
9.2	Aanbevelingen voor vervolgonderzoek.....	77

Appendix A Tekeningen

Appendix B Bezwijkbeelden en analyse

Appendix C Grondparameters

Appendix D Houtgegevens

Appendix E Berekeningen kade

Appendix F Paal berekening draagkracht axiaal

1. Inleiding

1.1 Instorting Grimborgwal

Op 1 september 2020 bezweek een deel van de kademuur langs de Grimborgwal in Amsterdam. Het gaat om een kade direct langs het pand van de UVA (BG2), die ook eigenaar van de kade is. Een foto van de ingestorte kade is te zien in Figuur 1. Tijdens het bezwijken zijn er camerabeelden gemaakt door een beveiligingscamera waarop te zien is dat de kade over ongeveer 25 m naar voren helt en in de gracht verdwijnt.

Amsterdam heeft vele kilometers historische kademuur waarvan onbekend is of ze in hun huidige functie voldoende veilig zijn. Er lopen diverse onderzoeken naar beoordelingsmethoden, monitoring en vervangingsmethoden voor de kaden. Deze onderzoeken maken allen gebruik van kennis van faalmechanismen van de oude kademuren. Deze zijn veelal opgebouwd uit metselwerk gesteund door een houten paalfundering, al dan niet met houten ontlastvloer.

Er is dan ook veel waarde te vinden in het bestuderen van de oorzaak van het instorten en de opgetreden faalmechanisme(n) van de Grimborgwal. Tot op heden zijn diverse kademuren ingestort over bepaalde stukken, bijvoorbeeld aan de Entrepotdokkade (2017), Marnixstraat (2017) en Nassaukade (2018). Vaak is de oorzaak daarvan niet direct achterhaald, maar is (als oorzaak of gevolg) erosie geconstateerd bijvoorbeeld vanuit een gebroken waterleiding. Niet eerder is een kade gefilmd tijdens het bezwijken en niet eerder was zo duidelijk een algeheel vervormen en falen waargenomen.

1.2 Opdracht aan de TU Delft

Dit rapport bevat het resultaat van de Rapid Assessment zoals opgedragen aan TU Delft faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen. Het doel van het onderzoek is om te achterhalen welke lessen zijn te leren van het bezwijken van de Grimborgwal voor de overige kades in Amsterdam.

Hiervoor is onderzocht welke faalmechanismen significant hebben bijgedragen aan de wijze waarop de kademuur Grimborgwal is bezweken. Meerdere invloeden zijn onderzocht zowel met betrekking tot eventueel verlies van sterkte van de kade als met betrekking tot een mogelijk hogere belasting dan voorheen. Het doel van deze rapportage is niet om juridische uitspraken te doen, maar om technische kennis op te doen over de condities waaronder de sterkte van de kademuur werd overschreden en falen bewezen is opgetreden. Deze informatie kan worden ingezet bij de beoordeling van andere kademuren, welke ook geen onderdeel uitmaakt van de Rapid Assessment.

De volgende onderzoeksvragen zijn in dit onderzoek beantwoord:

- Welke faalmechanisme(n) hebben significant bijgedragen aan het bezwijken van de Grimborgwal?
- Wat zijn de onderliggende oorzaken van deze mechanismen?
Op welke manier zijn de resultaten van dit onderzoek in te zetten voor beoordeling van de veiligheid en het nemen van maatregelen voor de overige kademuren in Amsterdam?

1.3 Aanpak

TUD heeft een gerichte ‘forensic engineering’ aanpak uitgevoerd, dat aanvullend is aan de onderzoeken die door de Gemeente Amsterdam en UvA zelf al zijn / worden uitgevoerd respectievelijk voor het veiligstellen van de omgeving en met betrekking tot de verzekering. Vanwege de urgentie is allereerst een Rapid Assessment (RA) uitgevoerd, waarna in een latere fase in meer detail de relevante faalmechanismen kunnen worden uitgewerkt.

Een getrapte werkwijze is uitgevoerd, met de volgende stappen:

1. Veilig stellen materialen na bezwijken en informatie over de bezwijksituatie
2. Informatie inwinnen over de situatie voorafgaand aan bezwijken (zowel nabij de kade, in het water, in de omgeving)
3. Overzicht maken van de faalmechanismen en effecten die voor de Grimborgwal mogelijk relevant zijn.
4. Combineren van potentiële faalmechanismen met verkregen informatie en vaststellen waarschijnlijkheid per mechanisme
5. Voorstel voor doorvertaling naar andere kaden.

Hieronder volgt een nadere beschrijving van de stappen, alsmede een verwijzing naar het hoofdstuk waarin de stappen zijn beschreven.

Ad 1) Veilig stellen materialen na bezwijken en informatie over de bezwijksituatie

Direct na bezwijken van de kade is de Gemeente Amsterdam begonnen met het stabiliseren van de kade en het achtergelegen pand. De tijd om materialen en onderdelen van de bezweken kade veilig te stellen was daarmee vrij kort. Een deel van het onderzoek is uitgevoerd in opdracht van de Gemeente middels duikonderzoek en onderwateronderzoek (sectorscan van Baas Cipro). Door de gemeente is de beschikbare informatie rondom het bezwijken verzameld. Dit betreft beeldmateriaal, ooggetuigenverslagen en andere informatie. Alle beschikbare informatie is weergegeven in paragraaf 1.5.

Het RA onderzoek maakt gebruik van de verzamelde gegevens en beoordeelt deze onafhankelijk in de volgende stappen van het onderzoek. Waar mogelijk worden specifieke aanvullende gegevens verzameld of gevraagd aan de Gemeente.

Ad 2) Informatie situatie vooraf

In deze stap zijn de technische gegevens van de kademuur, de ondergrond, de gracht en het pand erachter in kaart gebracht. Zie hiervoor Hoofdstuk 2 tot en met 4.

Het RA onderzoek maakt gebruik van de verzamelde gegevens van het gemeentelijke team en beoordeelt deze onafhankelijk in de volgende stappen van het onderzoek. Verder zijn specifieke aanvullende gegevens verzameld of gevraagd aan de Gemeente.

Ad 3) Faalmechanismen en invloedsfactoren bepalen

Alle mogelijke technische bezwijkmechanismen en invloedsfactoren zijn kort en schematisch in kaart gebracht. Dit is gedaan in een sessie met experts van verschillende disciplines (metselwerk, hout, geotechniek, waterbouw).

Naast de mogelijke faalmechanismen wordt ook een inventarisatie gemaakt van achterliggende oorzaken. De resultaten van deze activiteiten zijn weergegeven in Hoofdstuk 5.

Ad 4) Combineren van faalmechanismen

Na het doorlopen van de stappen 1-3 heeft de daadwerkelijke analyse plaats gevonden door het RA team. Met verkregen informatie is de waarschijnlijkheid van elk mechanisme vastgesteld door alle beschikbare informatie te combineren met kennis van het gedrag van kademuren en de sterktes van de materialen. In deze stap zijn afschattende berekeningen gemaakt die ondersteunen bij het beoordelen van de waarschijnlijkheid van optreden van de verschillende mechanismen.

Op basis van de lijst met meest waarschijnlijke mechanismen, kan de relevantie voor andere kaden worden ingeschat en gebruikt worden voor het beoordelen van de zinvolheid van eventuele maatregelen door de Gemeente.

De resultaten van deze stap zijn weergegeven in Hoofdstuk 6 en 7.

Ad 5) Voorstel voor doorvertaling naar andere kaden

In deze stap zijn voorstellen gemaakt voor het doorvertalen van de resultaten van de rapid assessment naar de overige kademuren in Amsterdam. Zie hiervoor Hoofdstuk 8.

1.4 Wie hebben bijgedragen aan deze rapportage?

Aan deze rapportage hebben de volgende personen bijgedragen, door middel van analyses, dataverwerking of review (allen TUD tenzij anders aangegeven):

- Geotechniek – dr.ir. Mandy Korff (tevens projectleider, TUD/Deltares)
- Waterbouw/constructie – ir. Mart-Jan Hemel (AMS/TUD), dr.ir. Dirk Jan Peters, prof.dr.ir. Bas Jonkman,
- Houten palen /vloer – prof. Dr. Ir. Jan Willem van de Kuilen, Dr.ir. Geert Ravenshorst
- Metselwerk – Dr. Rita Esposito, MSc. Paul Korswagen, MSc Alfonso Prosperi
- Satellietmetingen – ir. Maarten de Groot (SkyGeo), Patrick Stoppelman (SkyGeo)
- Data, ondersteuning, analyses – Dr. Pantelis Karamitopoulos (AMS/TUD), Dr. Henk Wolfert (AMS)

Vanuit de Gemeente is ir. Joost Beljon contactpersoon en hebben ing. Rinske van Schooneveld, ing. Timothy Augustuszoon en ing. Lester Neijzing meegewerkt.

1.5 Beschikbare informatie

Er is door de gemeente Amsterdam een grote hoeveelheid informatie beschikbaar gesteld voor de analyse van de GBW. Dit betreft onder andere:

- [1.] Bakker, Alfred; Historisch Bodemonderzoek onderzoek Grimburgwal; 9 oktober 2020; kenmerk 34465 - Onderzoeken Vernieuwingsopgave Kademuren;
- [2.] Rooijnen, van R.; Technisch advies Grimburgwal UVA – Concept; d.d. 11 september 2020
- [3.] Informatie funderingsherstel pand UvA, BG1 uit 2014
- [4.] Baars Cipro; Onderzoek instorting kade Grimburgwal; Concept rapportage met bevindingen duikonderzoek inclusief 3D scan en Multibeam data; project 20p102, januari 2021
- [5.] Tijdlijn verzakkingstraatwerk BG2, d.d. 3 september 2020
- [6.] Presentatie Infosessie Grimburgwal UVA 20200906
- [7.] Brief instellen invaarverbod Grimburgwal, 20180419
- [8.] Bestek Grimburgwal 1874-11
- [9.] IBA, Onderzoek bezwijkmechanisme kademuur Grimburgwal; T. Augustuszoon; 25 januari 2021

Data:

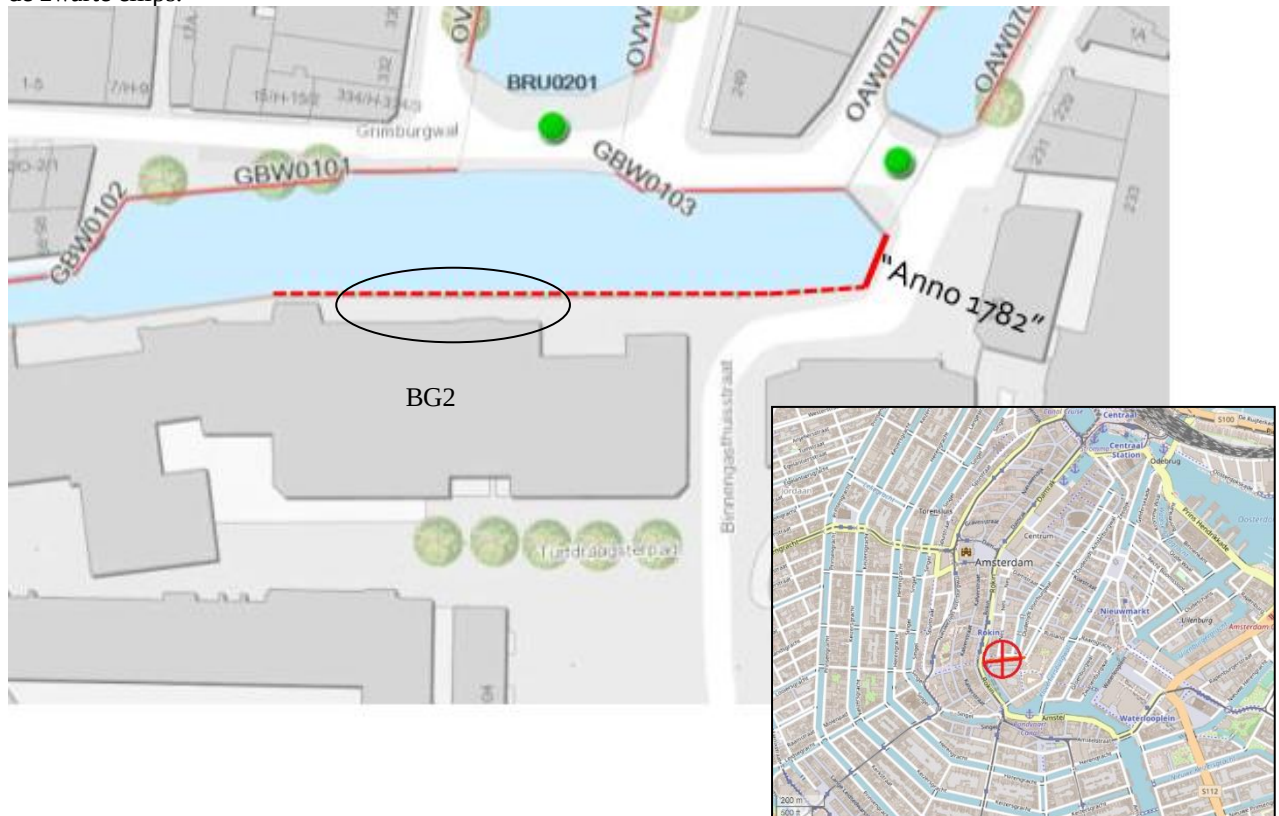
- [10.] Archieftekeningen en foto's
- [11.] Multibeam data uit April 2019
- [12.] Informatie grondonderzoek (2021285 GEF)
- [13.] Tekening inmeten land GBW0104
- [14.] Proefsleuven nabij Grimburgwal UVA (doorsnedes en foto's)
- [15.] Tekening opbouw kade MenA Januari 2021
- [16.] Waterdiepte legger:
<https://waternet.maps.arcgis.com/apps/MapSeries/index.html?appid=07b1c0250a1043bab51a4584b129a4e1>

2 Grimborgwal historie en opbouw

In dit hoofdstuk is een samenvatting gegeven van de gegevens zoals voorafgaand aan de Rapid Assessment beschikbaar waren met betrekking tot de kade aan de Grimborgwal (GBW).

2.1 Locatie en historie

De locatie van de Grimborgwal is aangeduid met de stippellijn in Figuur 2.1. Het ingestorte deel bevindt zich in de zwarte ellips.



Figuur 2.1 Locatie Grimborgwal met locatie instorting en gebouw BG2 van UvA [1] (inzet positie in binnenstad)
<https://ibamsterdam.maps.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=f47a5387534841a29172343f249bd667>

Samenvatting van de conclusies uit [1]:

De locatie is gelegen in één van de oudste delen van Amsterdam. Er zijn historische gegevens bekend vanaf de veertiende eeuw. Er is veel gebouwd en gesloopt, vooral in het zuidelijk deel van de onderzoekslocatie. Halverwege de zestiende eeuw is in de verbinding van de Grimborgwal met het Rokin de overwelfde Grimnessesluis gebouwd. Een relevant gegeven is de instelling van het Herenlogement in 1647, toen waarschijnlijk een stenenwulfburg over de Grimborgwal is gebouwd. (...) Vanaf 1868 vond een grote transformatie plaats. De Grimnessesluis werd gesloopt, de Kraaminrichting en het Vrouwenverband gebouwd op het Binnengasthuissterrein. De zuidelijke oever van de Grimborgwal werd bij de bouw 'genormaliseerd'. Voor de twee gerealiseerde gebouwen werd gelijktijdig en integraal een kademuur aangelegd, die evenwel constructief zelfstandig is. Volgens het bestek is de 65 m lange kademuur vóór het Vrouwenverband gefundeerd op 11 m lange palen en uitgevoerd in een dikte van 3, 3 ½ en 4 stenen. De Gasthuissloot is gedempt. De oude kademuuren zijn gesloopt tot 1,50 m –m.v. en er is een gemetselde riolering aangelegd naar de Grimborgwal. De Duinwaterleiding heeft in 1901-1902 de hoofdbuis onder de Grimborgwal tussen de Langebrugsteeg en brug 218 vernieuwd. Op kaarten 1:1.000 is tot 1930 een smalspoor zichtbaar (aangelegd in 1908) achter de kademuur die op 1 september 2020 instortte. Toen in 1913 het administratiegebouw en de kinderkliniek zijn gebouwd is die riolering weer gesloopt. Vanaf 1913 tot 1939 lag over de Grimborgwal een houten brug als

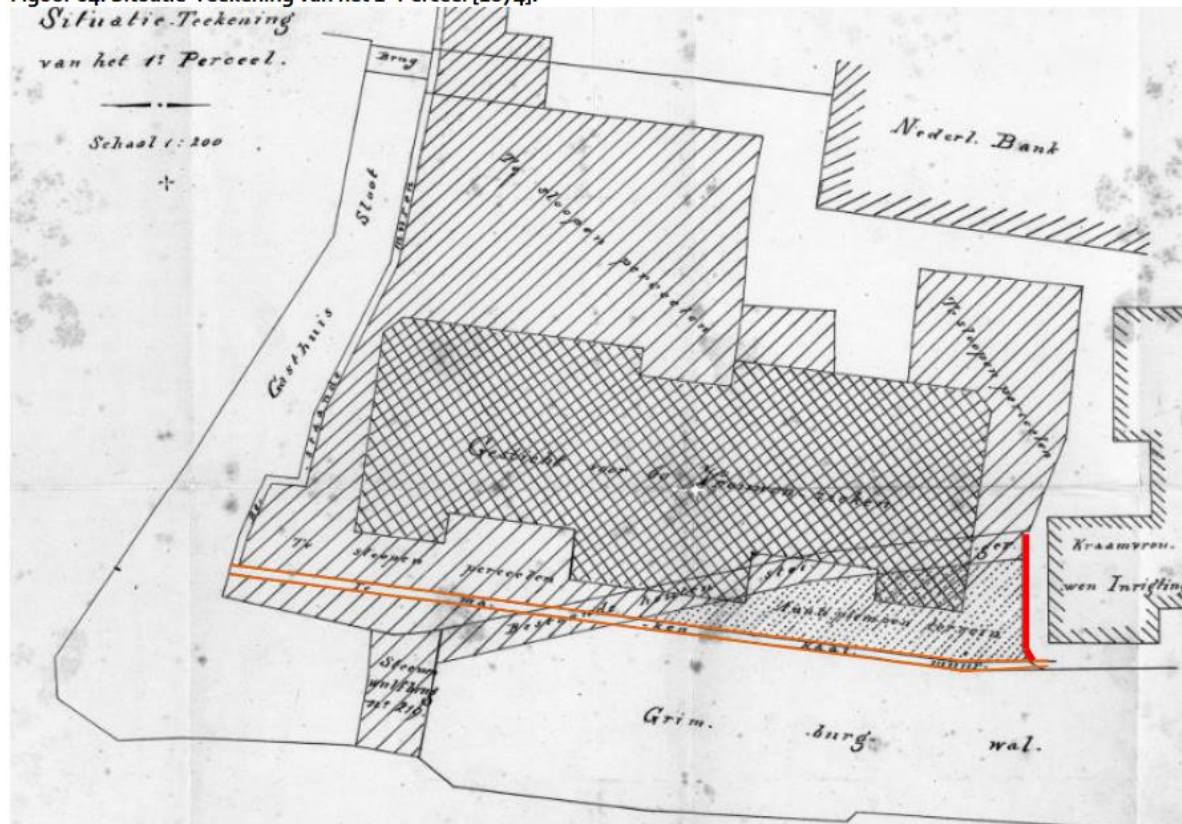
toegang naar het Binnengasthuisterrein. Aan het gedeelte kademuur tussen de brug nrs. 201 en 218 zijn in 1939-1940 kleinschalige werkzaamheden uitgevoerd. Op een nog onbekende locatie is in 1947 een kademuur langs de Grimborgwal hersteld met behulp van kuipen. (..) Op een foto uit 1981 en later zijn beschadigingen te zien in de kademuur, die op 1-9-2020 instortte. De beschadigingen zijn te wijten aan schampende (rondvaart)boten. Op een gegeven moment is ter bescherming een schot van wrijfhout aangebracht. (...) Voor gebouw BG2 heeft in 2014 funderingsherstel plaats gevonden.

2.2 Bestek

In [1] is beschreven dat in 1874 de aanleg van een 65 m lange kademuur is aanbesteed. De in 1874-1875 gebouwde kademuur is gestippeld weergegeven in bovenstaande figuur en bevat het gedeelte dat op 1 september 2020 is ingestort.

Uit Figuur 2.2 [1] blijkt dat op deze locatie voorheen een andere kade stond, die in een hoek door de nieuwe kade wordt gekruist. Onbekend is hoeveel van de oude kade achter is gebleven in de ondergrond (volgens [1] is de oude kade tot 1,5m onder maaiveld verwijderd).

Figuur 64: Situatie-Teekening van het 1^e Perceel [1874].



Bron: Beeldbank en Grimborgwal UVA/archieftekeningen en foto's/Sloopplan oud pand. Met lijnen van de nieuwe kade

Figuur 2.2 Tracé Oude en nieuwe kade

Uit het bestek [8] blijkt het volgende:

“Het maken van een kaaimuur langs den Grimborgwal, lang 65.—meter en het met zand aan plempen van het daardoor ontstane terrein. (p. 3 van het bestek) “

Voor den kaaimuur:

130 dito [dennen of grenen] heimasten, ieder lang 11.00 meter, zwaar op 0.50 meter van den kop 0.26 meter in middellijn, en aan den top 0.10 meter 65 kespen, ieder lang 1.50 meter, allen zwaar 0.18 en 0.25 meter, van vierkant bezaagd dennenhout.

72 meter sloof, zwaar 0.18 en 0.30 meter

72 „ schuifrib „ 0.10 „ 0.18 „

265 „ vloerplaat „ 0.10 „ 0.23 „

260 vierkante meter damplanken, zwaar 0.08 meter, iedere damplank lang 4.00 meter.

26 meter, zwaar 0.10 en 0.18 meter, voor keerklossen.

Alles van vierkant bezaagd dennenhout.

Voorts: voor vloeren en schuiflatten, voor riolen, zinkputten, spruiten, stoepen, enz. 5 kubieke meter vierkant bezaagd dennenhout.

Verder het metselen van afwateringriolen, spruiten, zinkputten, luchtkanalen, aanmetselen van privaatrechters, pijpen en zittingen, waartoe gerekend wordt noodig te zijn: 10 kubieke meter hardgraauwe Waalsteen, in bastaard trasmortel en 14 kubieke meter Waalklinkerts, in sterken trasmortel. (p. 9)

Kaaimuur.

Het metselwerk voor dezen muur zal bestaan in:

65 meter lengte, hoog 0.76 meter, zwaar 4 steen.

65 „ „ „ 0.76 3 ½ „

65 „ „ „ 0.65 3 „

65 „ „ rollaag, breed 0.68 meter, hoog 0.11 meter.

De voorzijde ter dikte van 1 en ½ steen in het verband, van vlakke Waalklinkerts, de overige dikte van miskleurigen hardgraauwen Waalsteen, alles gewerkt in bastaard trasmortel. In dezen muur een rioolmond te sparen en te overwelden en het bestaande riool van de Nederlandsche Bank te verlengen tot aan den kaaimuur, een en ander volgens opgaaf van de directie. Voorts in het metselwerk aan te brengen en te verankeren 10 Escauzijnsche komsteenen. Nadat de bestaande muren langs de Gasthuissloot tot op 1.50 meter zijn afgebroken, moeten zij met een rollaag van Waalklinkerts, hoog 0.11, breed 0.44 meter, in sterken bastaard trasmortel worden afgedekt., De aanwezige openingen in genoemde muren met oude steenen in slappen bastaard trasmortel vol te metselen.” (pp. 11-12)

Interpretatie in [1]: voor de 65 meter lange kademuur zijn 65 kespen (lang 1,50 m) en 130 heipalen (lang 11 m) gebruikt; de stramienmaat was dus iets meer dan 1,00 meter met twee heipalen per stramien. De dikte van de kademuur varieerde van drie à vier stenen, aan respectievelijk de bovenkant en op de funderingsvloer.

2.3 Funderingsherstel

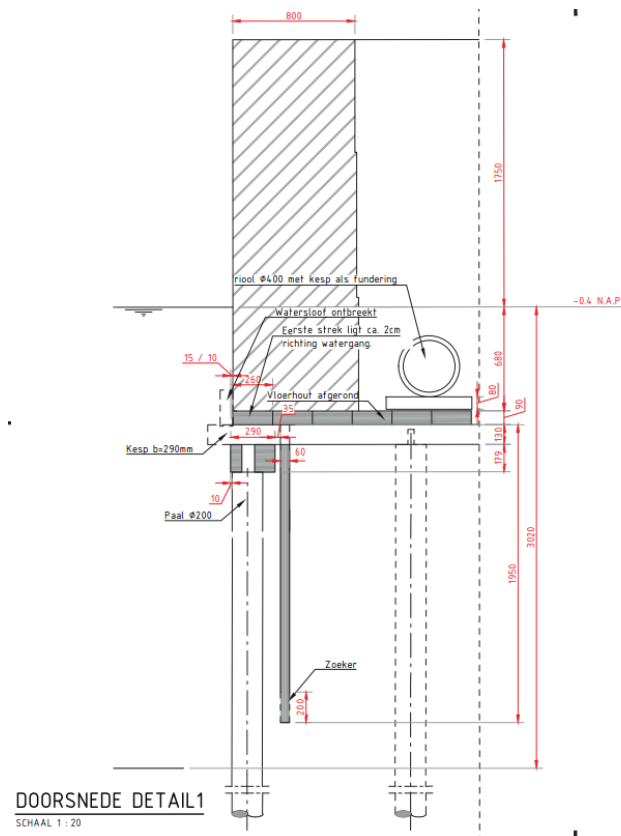
Vanaf 2013 is het gebouw BG2 gerenoveerd, waarbij funderingsherstel is uitgevoerd. Er zijn vijf sonderingen uitgevoerd: DKM1-5. In 2014 zijn werkzaamheden uitgevoerd in het gebouw “BG2”. Hierbij zijn schroefinjectiepalen aangebracht aan de binnenzijde van het gebouw. De palen dichtbij de kademuur hebben een buisdiameter van rond 114 mm en een paalvoet van 300 mm. Het puntniveau bedraagt NAP -22m. In Figuur 2.3 is een plattegrond van het deel van de fundering aangegeven langs de kade met daarin de locatie van de palen van het funderingsherstel.



Figuur 2.3 Funderingsherstel BG2, de ronde palen zijn de nieuwe palen [3]

2.4 Doorsnede

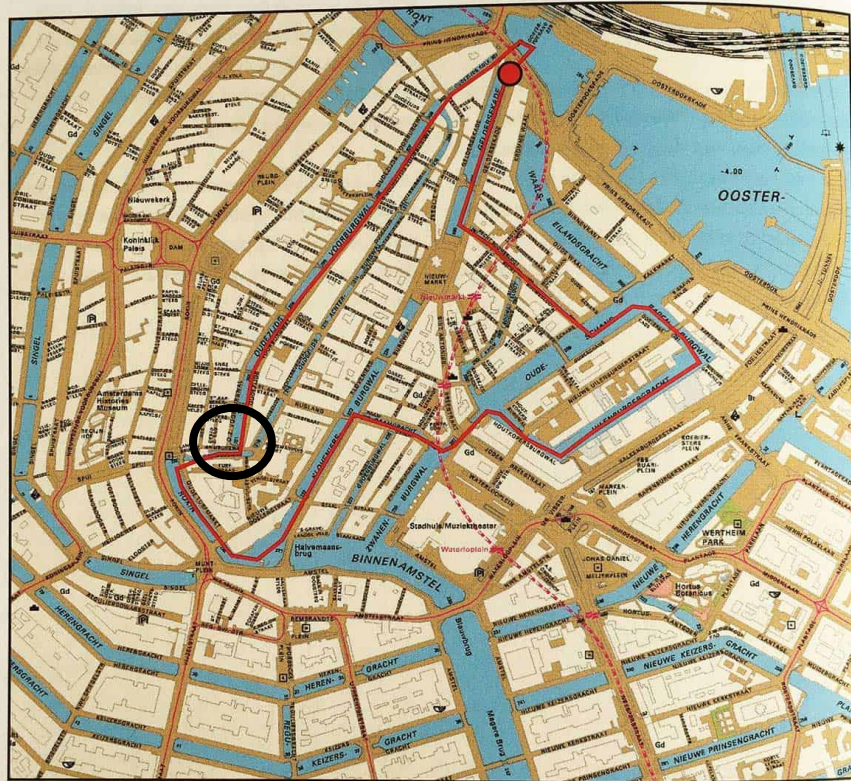
Op basis van de informatie van Baars Cipro [4] is de volgende doorsnede als start van de RA gebruikt. Hierin is het metselwerk met arcering aangegeven, het maaiveld op NAP +1,44m en de houten palen (twee rijen) en een damwand die zich onder de vloer bevinden. Kespen en sloven verbinden de palen met de vloer. Het riool dat achter de kade aanwezig is, is ook aangeduid. Het grachtenpeil in Amsterdam bedraagt NAP -0,4m.



Figuur 2.4 Doorsnede GBW volgens [4]

De kade van de Grimborgwal is niet toegankelijk voor verkeer. Er is dus geen sprake van bovenbelasting op de kade anders dan voetgangers en fietsers. Voor meer details hierover zie paragraaf 5.2.

De watergang van de Grimborgwal is onderdeel van een doorgaande vaarweg. Rondvaartboten maken daar sinds 2017 een draai vanaf het Rokin gezien onder de brug 201 door, zie Figuur 2.5. Grotere vaartuigen moeten hier een scherpe hoek maken om doorgang te vinden. Bij drukke dagen is deze locatie bekend met opstoppen van vaartuigen door de complexe opzet van de vaargang (scherpe bochten en vernauwingen in de vaargang) en er zijn aanvaringen met de kade geweest, zie paragraaf 4.3. Voor 2017 was de vaarroute in omgekeerde richting.



Figuur 2.5 Voorbeeld route rondvaartboten (rederijmokum.nl), GBW in ellips

3 Het bezwijken van de Grimburgwal

3.1 Tijdlijn

Op basis van de informatie in [2], [5], [6] is een tijdlijn vastgesteld met gebeurtenissen voorafgaand aan de instorting.

Periode voor 2009	Zie Hoofdstuk 2, verder geen bijzonderheden, mogelijk wel al wat lichte schade aan metselwerk door aanvaringen
2009-2014	Zakkingsnelheid langs de kade circa 0,5 -3,5 mm/jaar op basis van InSAR, kleine verschillen langs de kade. Zie Hoofdstuk 4.4.
2014	Renovatie BG2, zakking circa 5-10 mm. Nauwelijks zakking van het pand ten gevolge van nieuwe fundering.
2014-2019	Zakkingsnelheid langs de kade circa 0,5 -3,5 mm/jaar, kleine verschillen langs de kade, zakking circa 0,5 mm/jaar sneller dan voor 2014. Zie Hoofdstuk 4.4.
Zomer 2019	Kortdurende versnelling zakking gemeten tussen mei 2019 en oktober 2019. Zie Hoofdstuk 4.4.
februari 2020	Straatwerk vertoont verzakking (moment van de foto Figuur 8) Onbekend is hoe lang het straatwerk al zo erbij ligt.
mei 2020	Herbestrating van het terrein tussen het pand en de kade met klein materieel. Begin versnelde zakking volgens InSar. Zie Hoofdstuk 4.4.
19 augustus 2020	Verzakkingen in het maaiveld geconstateerd nabij gevel.
24 augustus	Verzakkingen verergeren tot sinkholes, zie Figuur 3.2
24 – 28 augustus	Onderzoek naar sinkholes. Het open graven en vrij graven van de hemelwaterafvoer tot de verzamelput. Figuur 3.3.
1 september	Er stond op 1 september een camera-inspectie van de hemelwaterafvoer (HWA) gepland. Om 12:30 bezwijkt een deel van de kade , Zie Figuur 3.4 en Figuur 3.5.



Figuur 3.1 Straatwerk in februari 2020 [6]



Figuur 3.2 Ontwikkeling sinkholes en uitbuiging kade [6] (foto's 1 sept 2020).



Figuur 3.3 Opengraven van de kade nabij de sinkholes en afgebroken HWA tussen 24 en 28 aug 2020 [6]



Figuur 3.4 Kade en grachtenwater 10 min voor bezwijken vanaf het water gezien [2].



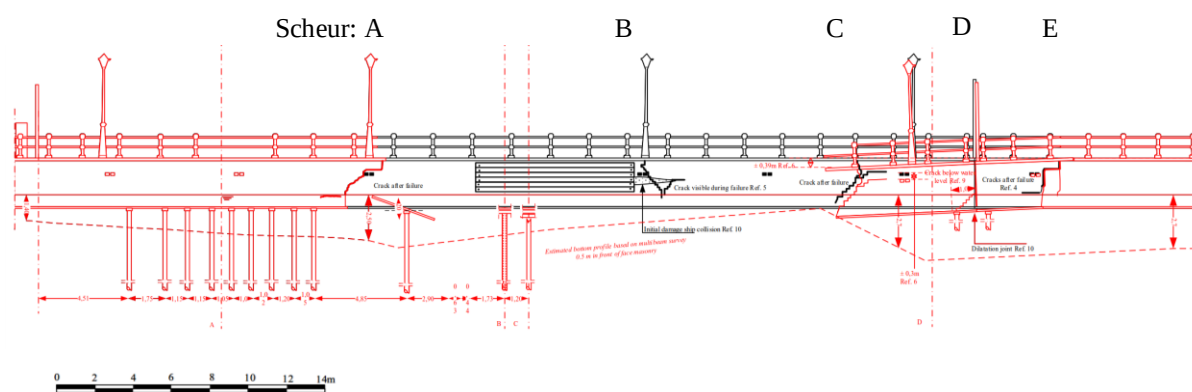
Figuur 3.5 Kade na bezwijken [2]

3.2 Tekeningen

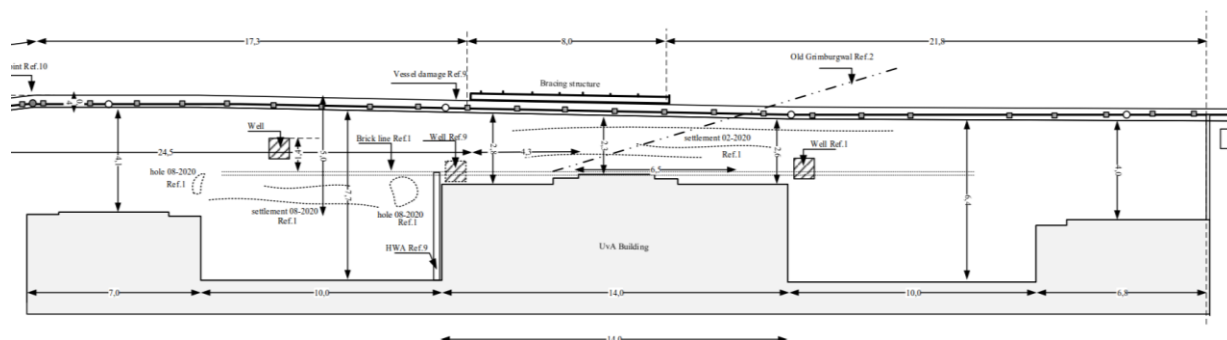
In Bijlage A zijn alle tekeningen weergegeven van de situaties zoals samengevat in dit en de voorgaande hoofdstukken. In onderstaande twee figuren is een deel hiervan gekopieerd.

In Figuur 3.6 is het overzicht gegeven van de schades op het vooraanzicht van de kade. Vijf van de belangrijkste scheuren zijn hierin aangegeven:

- Oostelijke scheur – A
- Middelste scheur – B
- Westelijke scheur – C
- Dilatatievoeg scheur – D
- Tapse scheur - E



Figuur 3.6 Overzicht scheuren (A-D) op vooraanzicht kade. Het rode deel is na instorting, de zwarte delen voorafgaand daaraan, inclusief de houten bescherming tussen A en B. Er is een indicatie gegeven van de paalfunderingen zoals aangetroffen in [4].



Figuur 3.7 Boven-aanzicht kade voor bezwijken

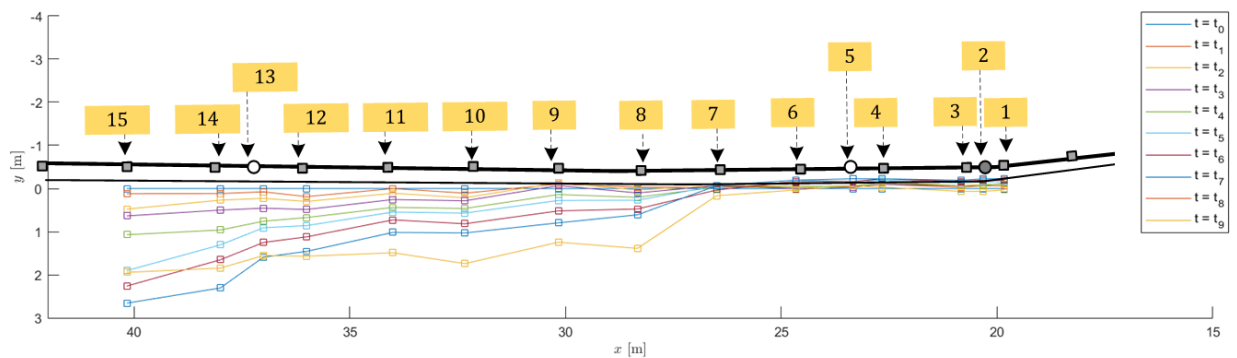
In Figuur 3.7 is het bovenaanzicht van de kade gegeven op het moment voor bezwijken. Gezien de beperkte afstand van circa 2,3m tussen de voorgevel van gebouw BG2 en de kade op het gedeelte voor de ingang (midden gebouw) is de aanwezigheid van een kade met twee palen op deze locatie meer waarschijnlijk dan een met drie palen. Op de aan weerszijden gelegen delen is meer ruimte en zouden drie palen mogelijk aanwezig kunnen zijn.

3.3 NOS beelden en analyse

Op internet zijn beelden gepubliceerd van een beveiligingscamera schuin tegen over de ingestorte kade. In bijlage B zijn de screenshots opgenomen van de 6 seconden die de instorting zichtbaar in beeld is inclusief de manier waarop deze verwerkt zijn tot onderstaande figuren. De positie van de gevolgde punten is weergegeven in Figuur 3.8. Op basis van deze beelden zijn de volgende verplaatsingen afgeleid, zie Figuur 3.9. Een belangrijke aanname hierbij is dat de beweging van de kademuur loodrecht op de lengterichting plaatsvindt. De resultaten in doorsnede zijn weergegeven in Figuur 3.10.

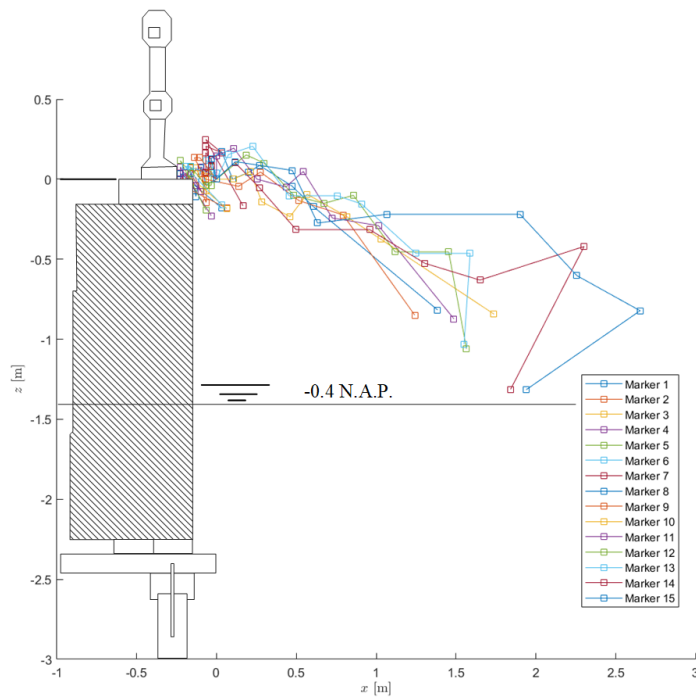


Figuur 3.8 Gevolgde punten instortingsbeelden (gele punten rechtsboven).



Figuur 3.9 Bovenaanzicht instortingsbeelden en vervormingsanalyse

Op de beelden is alleen het westelijk deel van de kade te zien. Scheur A en C staan niet op deze figuur (buiten zicht van de camera). Scheur B bevindt zich nabij punt 14. Punt C bij punt 7 en scheur D bij punt 2.

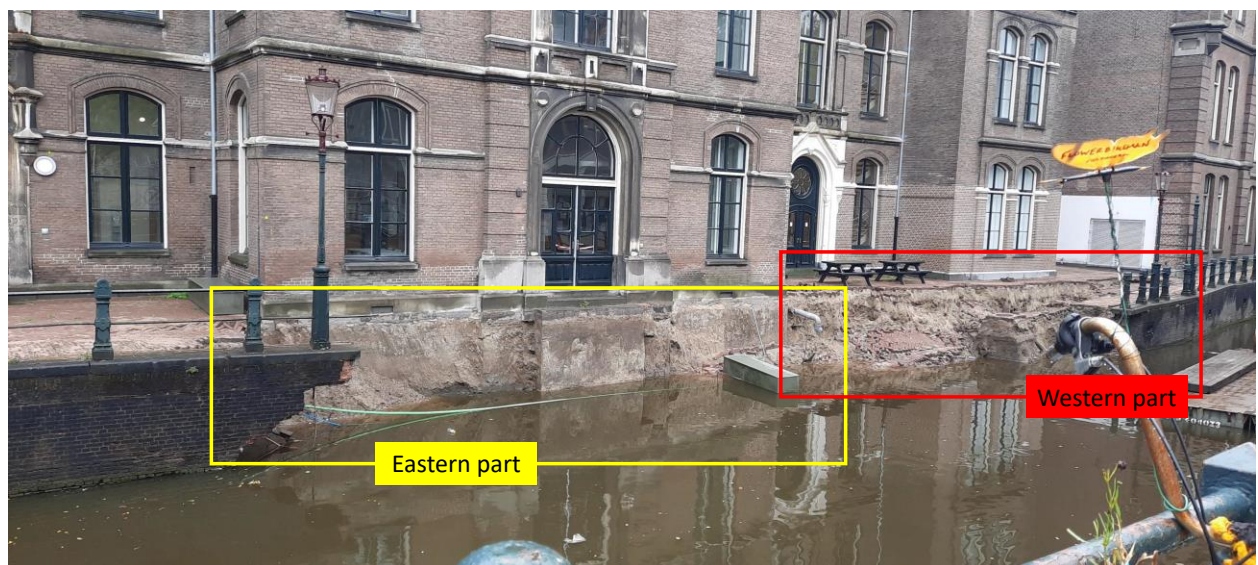


Figuur 3.10 Gevolgde punten instortingsbeelden in dwarsdoorsnede (punten 14 en 15 worden minder nauwkeurig geacht door de grote afstand tot de camera)

3.4 3D bewegingsanalyse

In deze paragraaf wordt een volgorde aangegeven van de beweging van de kademuur, gebaseerd op de aangetroffen scheurvorming.

Bij het onderzoek naar de instorting is een verschil op te merken tussen het oostelijke en het westelijke deel van de instorting, zie Figuur 3.11. Op het oostelijke deel vertoont de ingestorte grond een regelmatig, glad oppervlak, waardoor de fundering van het gebouw gedeeltelijk zichtbaar is. Aan de westkant vertoont de ingestorte grond een onregelmatig profiel. Het oostelijke deel is het deel dat de kortste afstand tot aan het gebouw kent, voor het “uitstekende” deel in het midden.



Figuur 3.11 Overzicht van de ingestorte kade in oostelijk en westelijk deel.

Op grond van de visuele informatie zijn 4 stappen / fases onderscheiden in het bezwijken.

Stap 0

In stap 0 (Figuur 3.12), een overzicht van de kade is gegeven in bovenaanzicht, vooraanzicht en 3D.

Stap 1

In stap 1 (Figuur 3.13), zijn de eerste tekenen van falen zichtbaar:

- De gaten in het straatwerk zijn gevallen (zie Figuur 3.2) in het oostelijke deel:
- Uit het vlak deformatie van de kade leidt tot opening van scheur B.

In deze stap is geen informatie beschikbaar of scheuren A, C, D en E ook al zijn gevormd.

Stap 2

In deze fase (Figuur 3.14), is het gat achter de kade sterk vergroot, vooral achter scheur B. Hieruit volgt:

- Significante uit het vlak deformatie in scheur B.
- In het vlak rotatie van het oostelijke deel van de kade gebaseerd op het scheurpatroon zoals te zien is in scheur A (zie analyse in paragraaf 6.1.3)
- Uit het vlak torsie gebaseerd op het scheurpatroon zoals te zien is in scheur C, (zie analyse in paragraaf 6.1.4).

Stap 3

Het lijkt erop dat het oostelijk deel van de kade eerst is ingestort (zie paragraaf 3.3) en dat dit geleid heeft tot het instorten van het westelijk deel van de kade. Dit blijkt uit:

- Er is een verschil in het restprofiel van de grond in het oostelijk en westelijke deel (zie Figuur 3.5),
- Het overblijvende deel aan de westelijke zijde vertoont schade in de dilatatie voeg (scheur D) en in de vorm van een naar boven openende scheur nog verder westelijk daarvan (scheur E). Het westelijke deel is tevens verzakt meer naar het midden, wat hiermee in overeenstemming is. Het overblijvende gedeelte heeft het instortende deel tijdelijk gesteund.
- Het overblijvende deel aan de oostelijke zijde vertoont geen schade of scheuren.

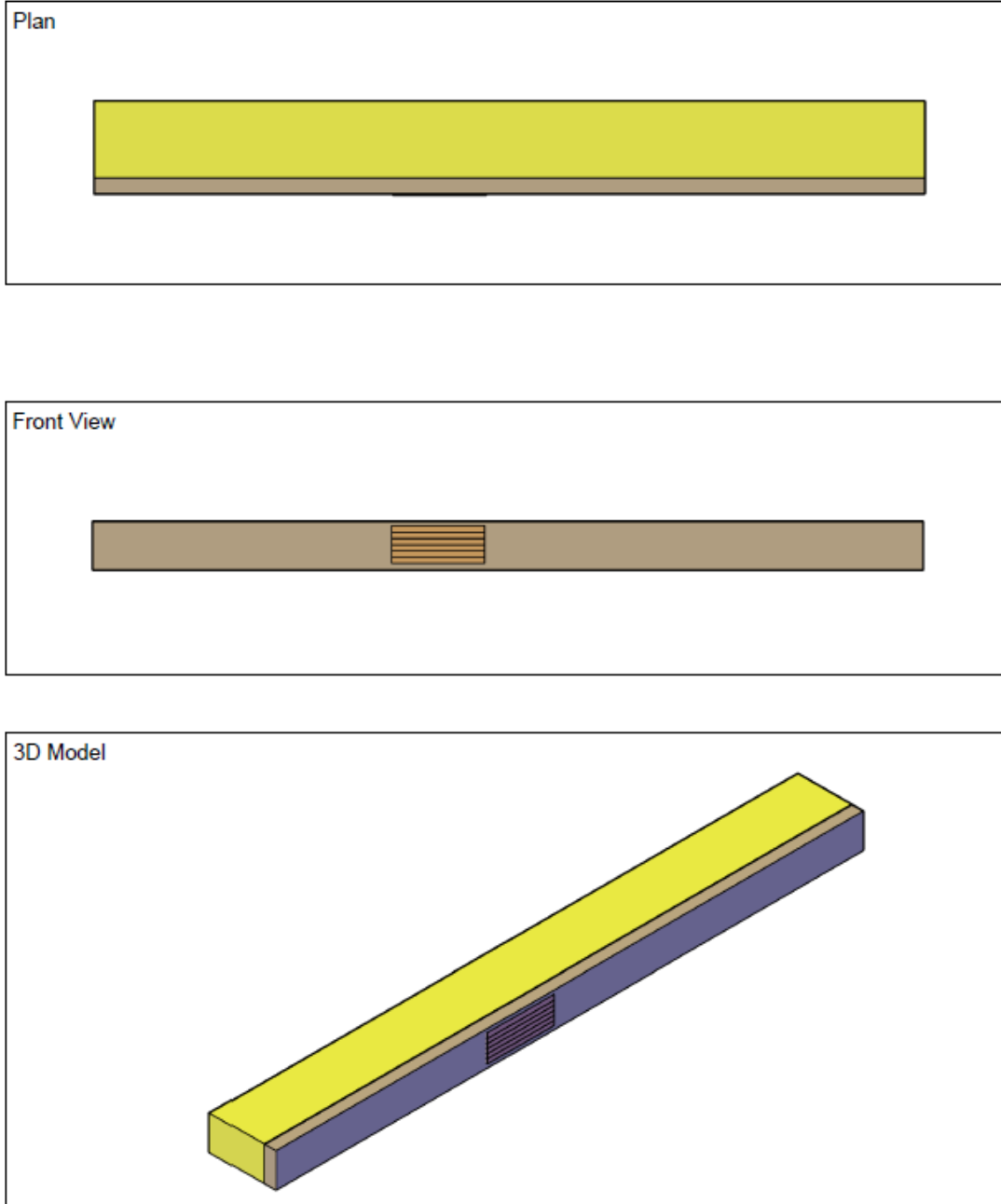
Op basis van de analyse van het scheuoppervlak van scheur A, kan de ineensinking van het oostelijke deel worden veroorzaakt door een rotatie in het vlak en / of een verticale instorting in het vlak van het defecte deel van de kademuur.

Op basis van de analyse van het scheuoppervlak van scheur C, kan de ineensinking van het westelijke deel worden veroorzaakt door vervorming uit het vlak door zowel torsie als kantelen. Dit laatste komt overeen met de opnames van beveiligingscamera's.

Stap 4

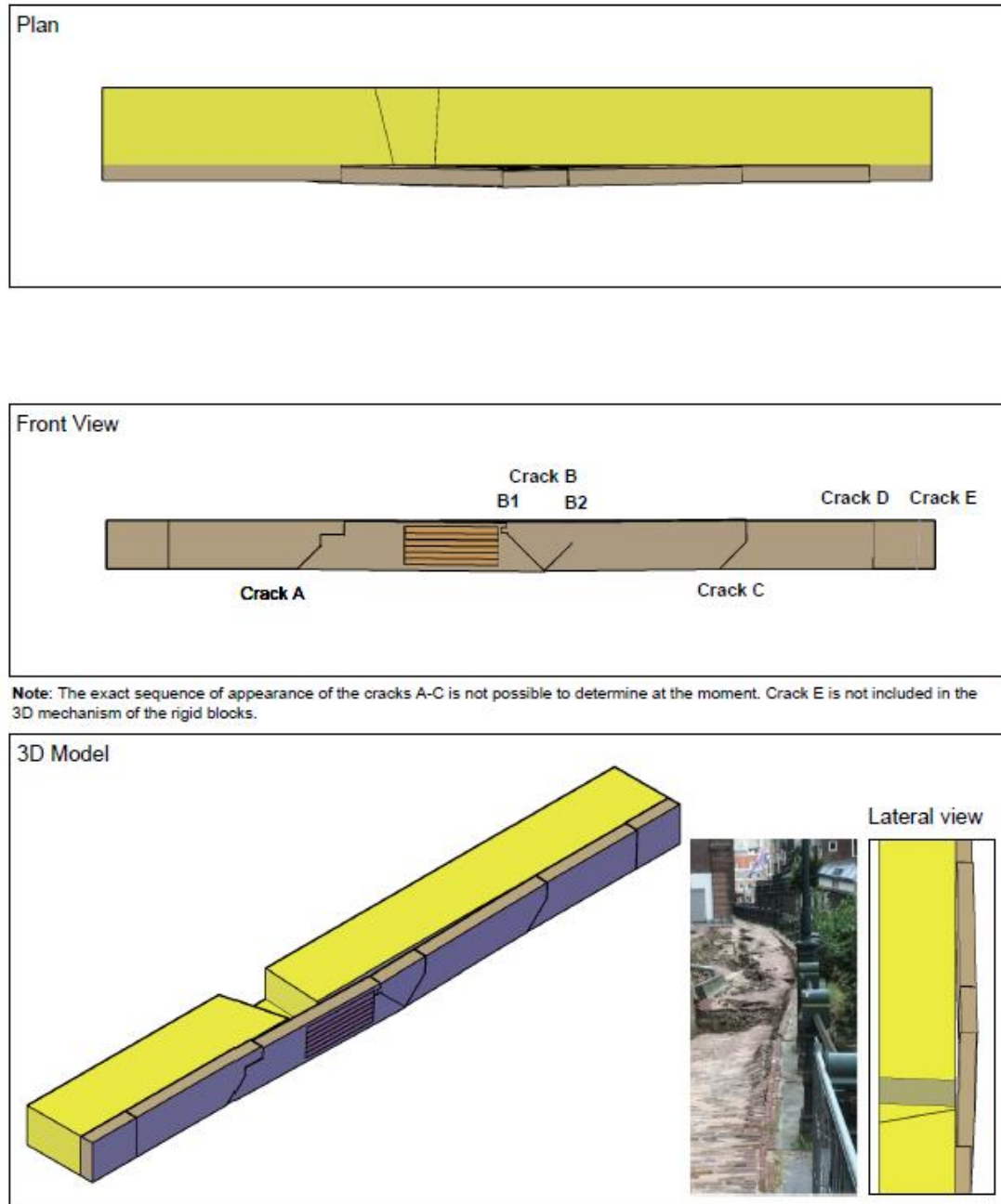
In stap 4 (Figuur 3.16) wordt de reconstructie van het ingestorte gebied weergegeven.

STEP 0: No Damage



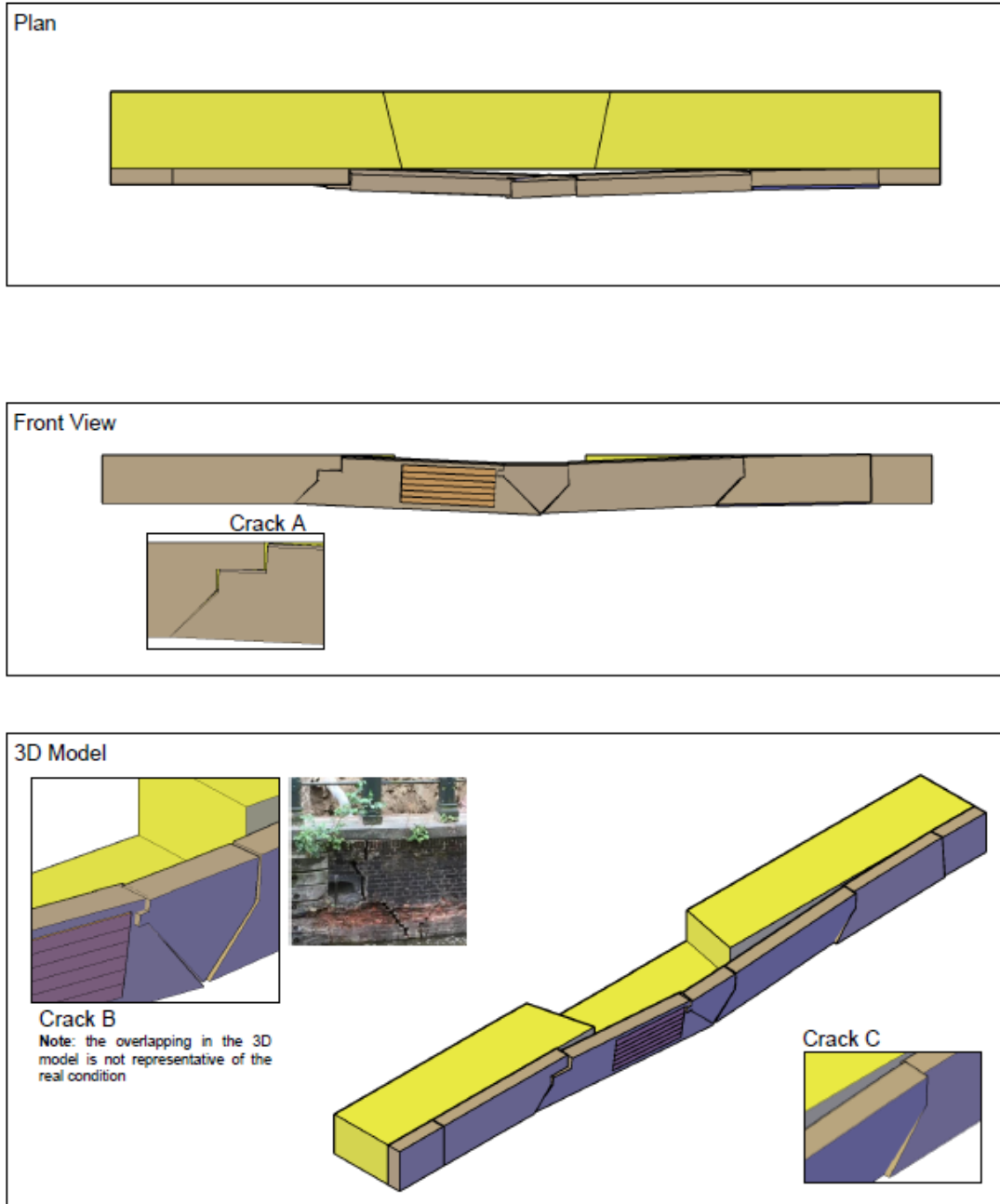
Figuur 3.12 Kade in stap 0 inclusief de houten bescherm balken.

STEP 1: Sinkhole and damage



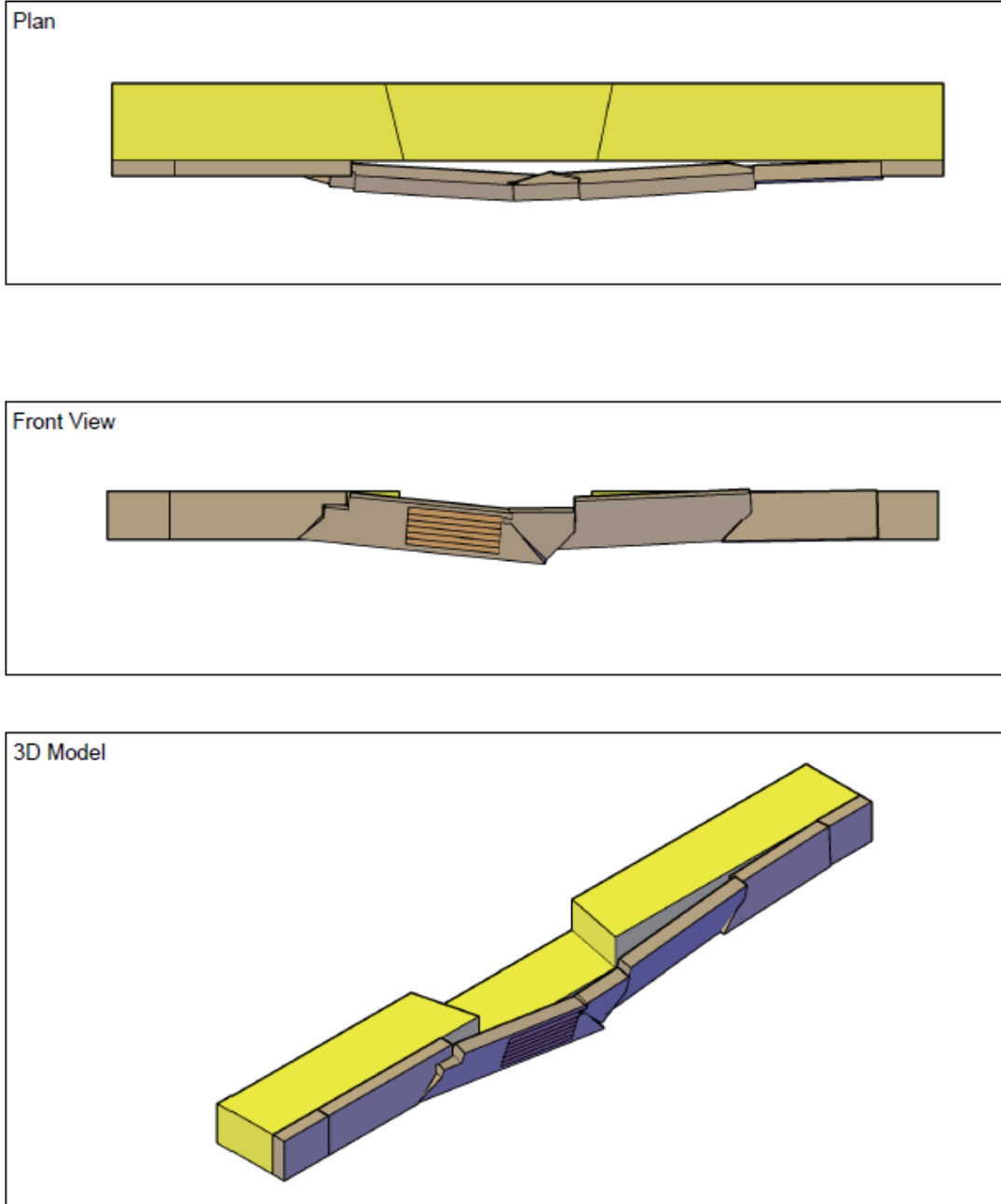
Figuur 3.13F Kade in stap 1.

STEP 2: Damaged wall



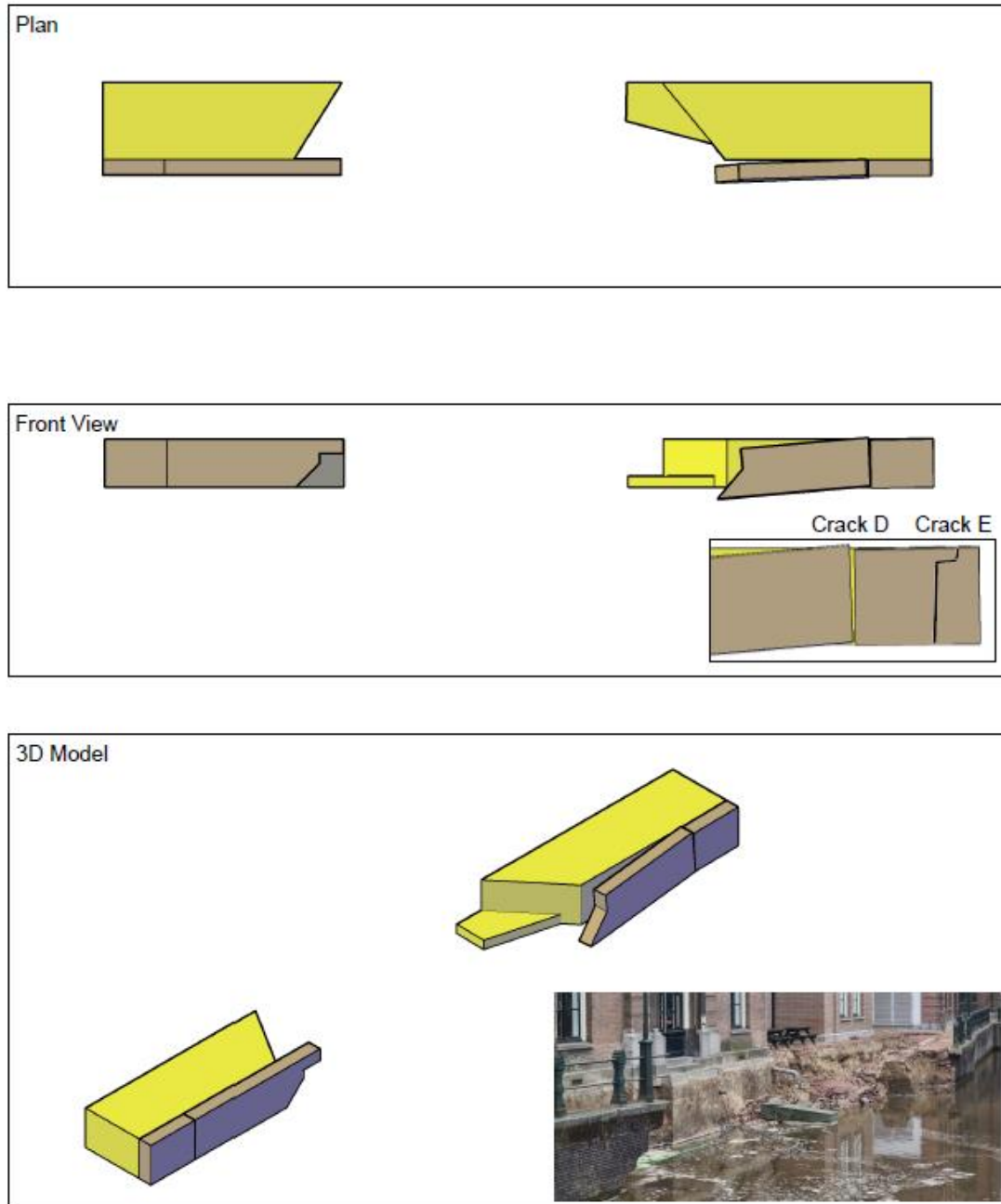
Figuur 3.14 Kade in stap 2.

STEP 3: Visible Collapse



Figuur 3.15 Kade in stap 3.

STEP 4: Collapsed region



Figuur 3.16 Kade in stap 4.

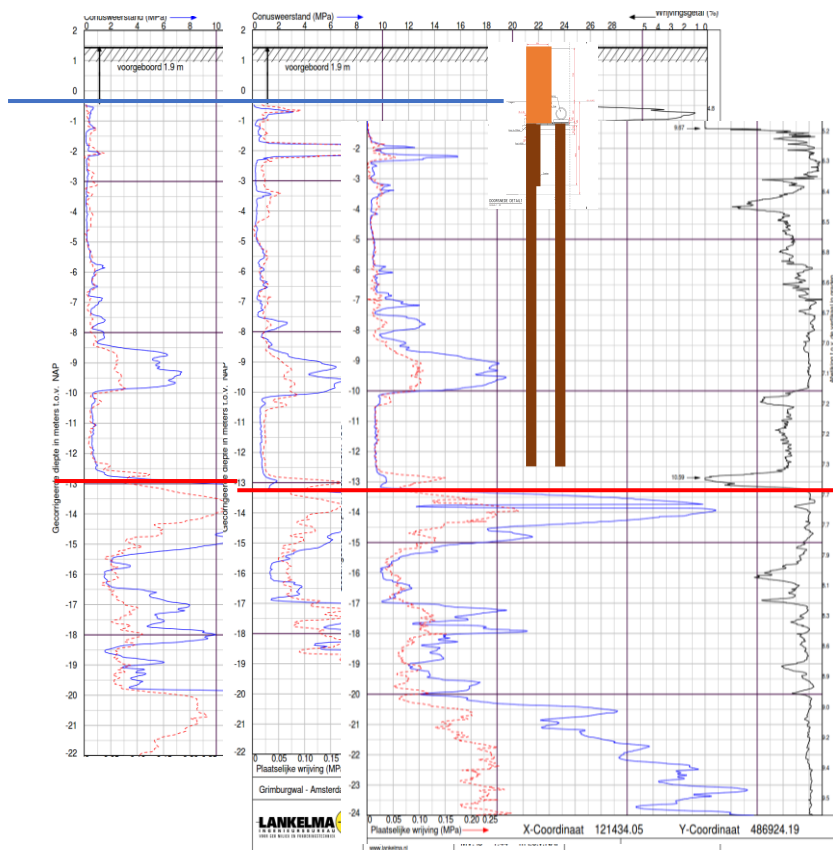
4 Verzamelde informatie

4.1 Grondonderzoek

Er zijn 3 sonderingen gemaakt na bezwijken van de kade (S1, S2 en S3) [12]. Een van de sonderingen is in het water gemaakt, twee op de kade. Van de kades is het maaiveld circa NAP +1,44m.

De lengte van de houten palen volgens het bestek is 11 m. Volgens de doorsnede van Baars Cipro begint de kop van de paal (als we rekenen vanaf onderkant langshout/sloof) op NAP -1,5m. De paalpunt komt dan uit op NAP -12,5m. De eerste zandlaag begint in de sonderingen pas vanaf NAP -13 m of NAP -13,25 m. In Hoofdstuk 6 wordt hier nader op ingegaan.

De grondopbouw op basis van de sonderingen langs de Grimborgwal is als volgt (zie Figuur 22): Vanaf maaiveld (NAP +1,44m) tot aan de bovenzijde van de vloer (NAP -1,2m) bestaat de aanvulling van de kade voornamelijk uit zand. Direct achter de kade wordt vanaf NAP +0,5m al de natuurlijke bodem aangetroffen, bestaand uit vooral klei, maar ook soms een zandlaagje. Verder valt op in de sonderingen dat net onder de waterbodembodem (rond NAP -2m) wat zandlaagjes voorkomen in 2 van de drie sonderingen. Onder de vloer bevindt zich klei en veen, tot NAP -4,5m vooral veen, daaronder tot NAP -8,5 vooral klei. Het wadzand bevindt zich tussen NAP -7,5 m en NAP -10m, waarvan de eerste meter veelal nog sterk kleiig is. Vanaf NAP -10m tot NAP -12,5m wordt weer klei aangetroffen, rond NAP -12,5m/-13m bevindt zich 0,5 m basisveen en vanaf NAP -13m (-12,75 tot -13,25) begint de eerste zandlaag. De eerste zandlaag op deze locatie is ongeveer 2,5 tot 3 m dik, waarna het Allerod en vanaf NAP -17m de tweede zandlaag worden aangetroffen, waarvan de bovenste 2-3 meter nog kleiig kunnen zijn. De conusweerstand in de eerste zandlaag loopt in twee van de drie sonderingen (S2 en S3) op tot boven de 25 MPa, bij sondering S1 is de maximale waarde echter beperkt tot ca 17 MPa. Grondparameters zoals gebruikt in de berekeningen zijn weergegeven in Bijlage C.



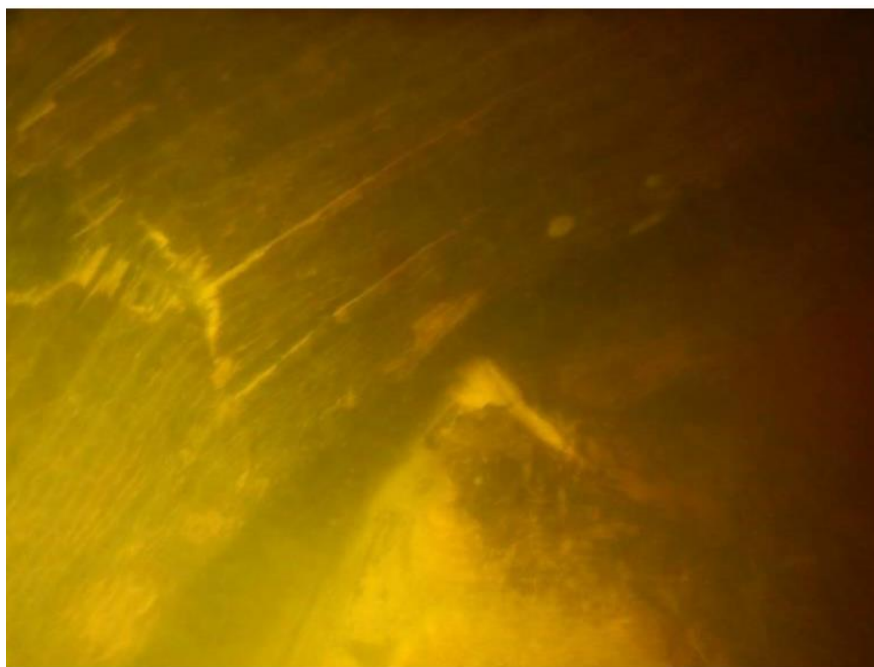
Figuur 4.1 Grondonderzoek in relatie tot kademuurgegevens.

4.2 Houten onderdelen

Door BaarsCipro is in [4] de situatie zoals aangetroffen beschreven. Belangrijk hierbij is de aangetroffen bezweken palen (zie Figuur 4.2) en kesp (Figuur 4.3).



Figuur 4.2 Bezweken paal [4]



Figuur 4.3 Bezweken kesp [4]

Daarnaast hebben de duikers geconstateerd [4] dat de palen onder het niet ingestorte deel van de GBW onder en hoek van circa 20 graden naar voren hellen. Hiervan zijn geen foto's of metingen beschikbaar.

Het materiaal van de bezweken kade is opgeslagen voor onderzoek en nader door medewerkers van het RA team geïnventariseerd. Het betreft hier de houten delen. Metselwerk is niet bewaard danwel ter beschikking gesteld.

Op 27 november heeft door het TUD team een inspectie van de bewaarde delen plaatsgevonden, het hout lag toen al enige tijd in een beunbak opgeslagen (niet onder water) en was door het vervoer (oppakken) en opslag al beschadigd geraakt, waardoor niet alle onzekerheden konden worden weggenomen (bvb mate van aantasting, bezwijkmechanismen) en alleen afmetingen en opbouw zoveel mogelijk zijn vastgesteld. Na sortering van de

inhoud van de bak zijn de volgende onderdelen aangetroffen met afmetingen en functie. De onderdelen verwijzen naar de doorsnede in Figuur 2.4.

Het volledige overzicht van onderdelen en foto's is weergegeven in Bijlage D.

Tabel 4-1 Overzicht houten onderdelen

Onderdeel	Afmetingen volgens bestek	Aangetroffen
Vloerdelen	0,23x0,10 (bxh)	0,230 x 0,08
kespen	1,5 m lang, 0,25x0,18 (bxh)	langere balken, afmetingen 0,27 bij 0,16 tot 0,18
langshout / sloof	0,3 x 0,18 (bxh)	0,27 – 0,29 x 0,18
paal	D = 260 mm op 0,5 m onder de kop	diameters 200 – 250mm, zie Figuur 27
damwandscherm	4 m lang, 0,08 dik	3,8m lang, afgeschuinde punt, dikte 80

In de langssloven zijn uitsparingen voor de pen verbinding van de palen aangetroffen. De hart op hart afstand van deze gaten was 0,88 tot 1,08m of 1,3 tot 1,4 m. De afmetingen van de springen was 0,07 tot 0,09 bij 0,13 tot 0,15 m. Een balk had vierkante uitsparingen van 0,10 m. Zie Figuur 4.4.

De damwandscherm delen hadden een messing en groef. Sommige planken hadden een duidelijke kromming, die vermoedelijk voorafgaand aan het in de bak storten aanwezig was, aangezien de planken dezelfde vorm (met passende messing/groef) hadden. Zie Figuur 4.6.



Figuur 4.4 Sloof met gaten (boven in geheel, onder detail van vierkant gat met paalafdruk)



Figuur 4.5 Palen



Figuur 4.6 Planken damwandscherm

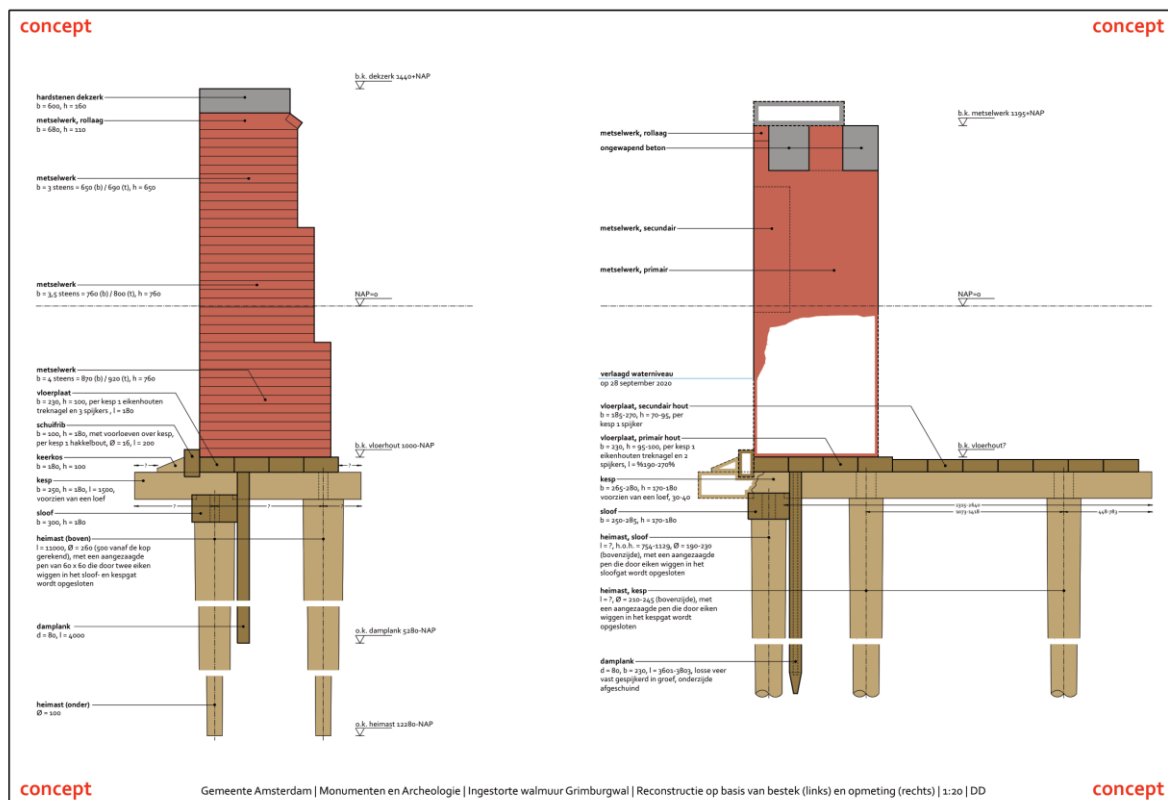
De damwandplanken door BaarsCipro aangetroffen waren korter dan bestek (2 m in plaats van 4 m). Bij het onderzoek van het opgeslagen hout zijn echter naast gebroken damplanken ook enkele ongebroken planken van volledige lengte (3,8m) aangetroffen met zaagkant aan een zijde en punt aan andere zijde. De planken zijn dus zeker niet over de gehele lengte van de kade korter dan bestek.

De kesplengte van het hout in de beunbak was langer dan 1,5m. Er zijn geen grote hoeveelheid kespen van 1,5 m gevonden, terwijl dit wel de verwachting was.

De paaldiameters lopen wat uiteen en zijn alleen kleiner dan de in het bestek aangegeven maat van 260 mm. De kleinste afmeting bedroeg zonder beschadigingen circa 200 mm.

Op basis van deze foto's is door experts van de sectie Houtconstructies aangegeven dat de aantasting van het hout gering lijkt. Hiernaar dient echter nog sterkte onderzoek plaats te vinden.

Midden december heeft een aanvullende inspectie van het aangetroffen hout plaatsgevonden door de experts van Amsterdam Monumenten en Archeologie (MenA). Hieruit is de opbouw in Figuur 4.7 weergegeven.



Figuur 4.7 Opbouw volgens MenA [9]

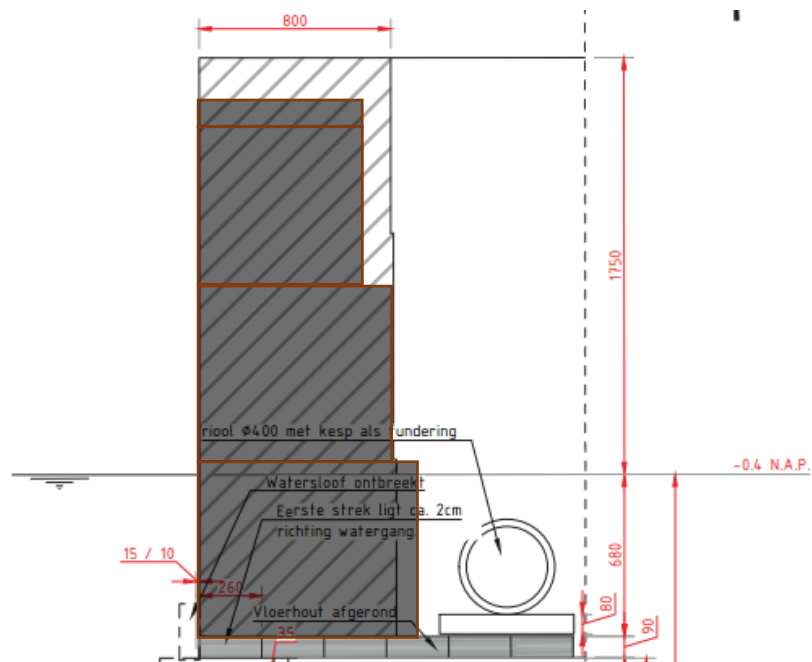
Opvallend is dat de opbouw met drie palen afwijkt van het bestek maar beter aansluit op wat gebruikelijk is in de stad (zie hoofdstuk 8). De breedte van de kade die in deze figuur naar voren komt (2,5 – 2,9m) past niet of nauwelijks op het smalste deel van de kade richting pand BG2 (ongeveer 2,3 m breed, waar deze initieel bezweken is), wat de mogelijkheid open laat dat er deels drie en deels twee palen onder de kade zouden kunnen hebben gestaan, dus deels conform bestek en deels niet. Omdat de bezwijklocatie direct op het smalste deel ligt én ter plaatse van de kruising met de oude kade (zie paragraaf 2.1) worden in het vervolg van dit rapport beide opties (zowel twee als drie palen) meegenomen.

Uit de reconstructie blijkt ook dat diverse kessen aan de voorzijde beschadigd zijn, zoals aangegeven in de rechter figuur 4.7. Volgens MenA is het waarschijnlijk dat deze schade is opgetreden tijdens het instorten, gezien deze op de nerf gescheurd zijn ter plaatse van de aanwezige verankering met zogenoemde hakkelbouten. Bij een inspectie door MenA in september is een vermoedelijk schuifhout-element aangetroffen. Dit was dus waarschijnlijk voor de instorting aanwezig zoals in de tekening aangegeven. Een andere opvallende bevinding was dat gaten in de kessen niet op regelmatige tussenafstanden stonden. Kennelijk waren er behoorlijke afwijkingen ten opzichte van de theoretisch positie van de palen, mogelijk veroorzaakt door de aanwezigheid van resten van oudere constructies.

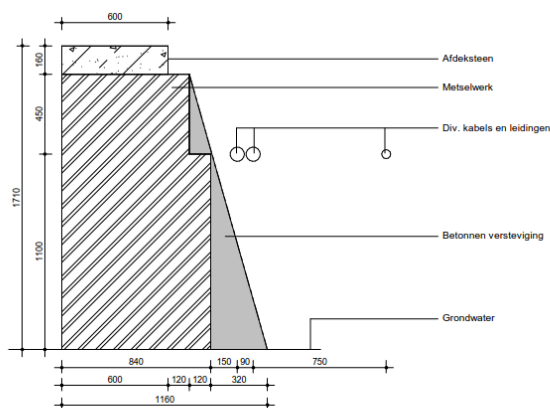
4.3 Metselwerk kademuur

Uit informatie van het bestek [8] en Baars Cipro [4] zijn de volgende gegevens voor het metselwerk afgeleid: Bestek: 0,76 m 4 steens, 0,76 m 3,5 steens en 0,65 m 3 steens plus rollaag van 0,11 m samen is 2,28m (aangegeven in Figuur 5 in grijs). Volgens Baars Cipro [4] is de totale steenhoogte 2,43 m (er is dus 15 cm later opgehoogd?), aangegeven met arcering). Uitgaande van waalformaat 210x100x50 mm is 4 steen inclusief mortel ongeveer 900 mm, aangetroffen is 800, maar dan over de hele hoogte met volgens [4] slechts kleine inspruing/verbreding. Driesteens komt neer op ongeveer 650 mm, ongeveer gelijk aan de breedte van de rollaag (680m) volgens het bestek.

Uit de proefsleuven naast het ingestorte deel (zie Figuur 4.9) blijkt inderdaad een sloof van 0,16 m aanwezig boven op het metselwerk. Mogelijk dat deze ter vervanging van de eerdere rollaag is aangebracht. De maximale breedte op grondwaterniveau bedraagt 840-940 mm en op maaiveldniveau 600-660 mm.

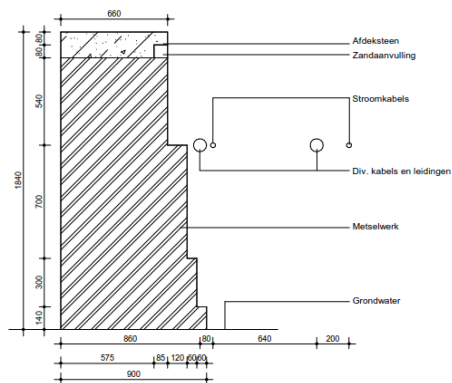


Figuur 4.8 Metselwerk afmetingen.



Proefsleuf 9M

1 : 20



Proefsleuf 14M

1 : 20

Figuur 4.9 Afmetingen metselwerk proefsleuven (op 9m en 14 m vanaf de Oostelijke hoek in de kade)

Op foto's is te zien hoe over de jaren beschadigingen in het metselwerk zijn opgetreden. Zie Figuur 4.10. Tussen 1981 en 2008 zijn geen foto's bekend. In 2008 is er al schade zichtbaar en is de houten beschotting tegen aanvaring al aangebracht. In de (laatste) foto van Mei 2019 is de schade duidelijk zichtbaar. Na mei 2019 zijn er geen foto's beschikbaar.



1923



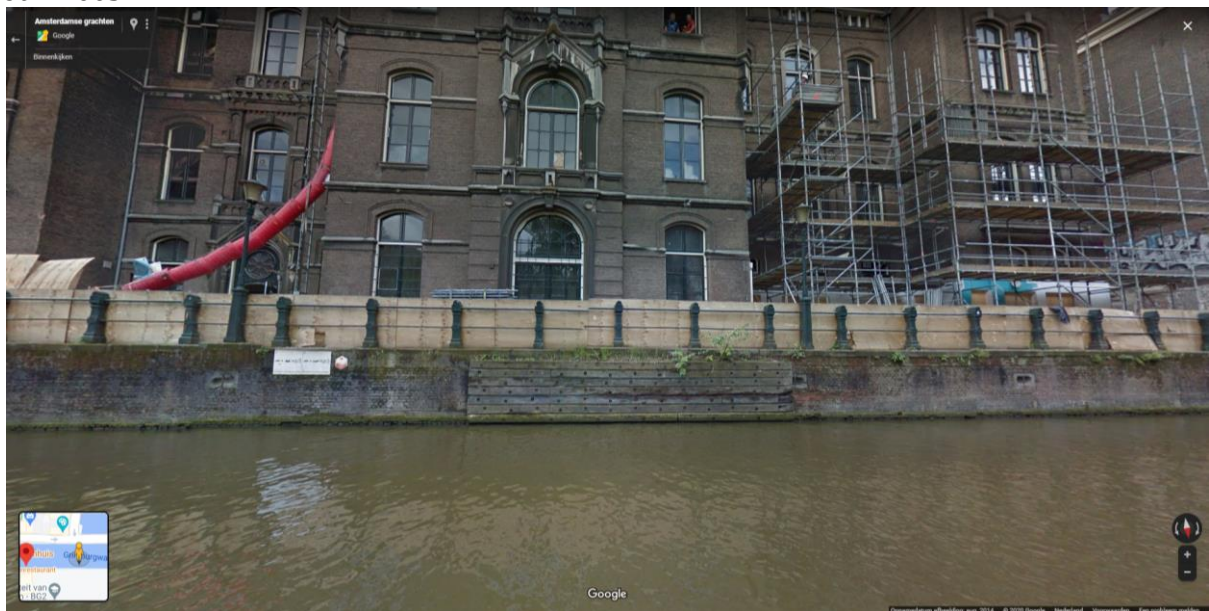
1981



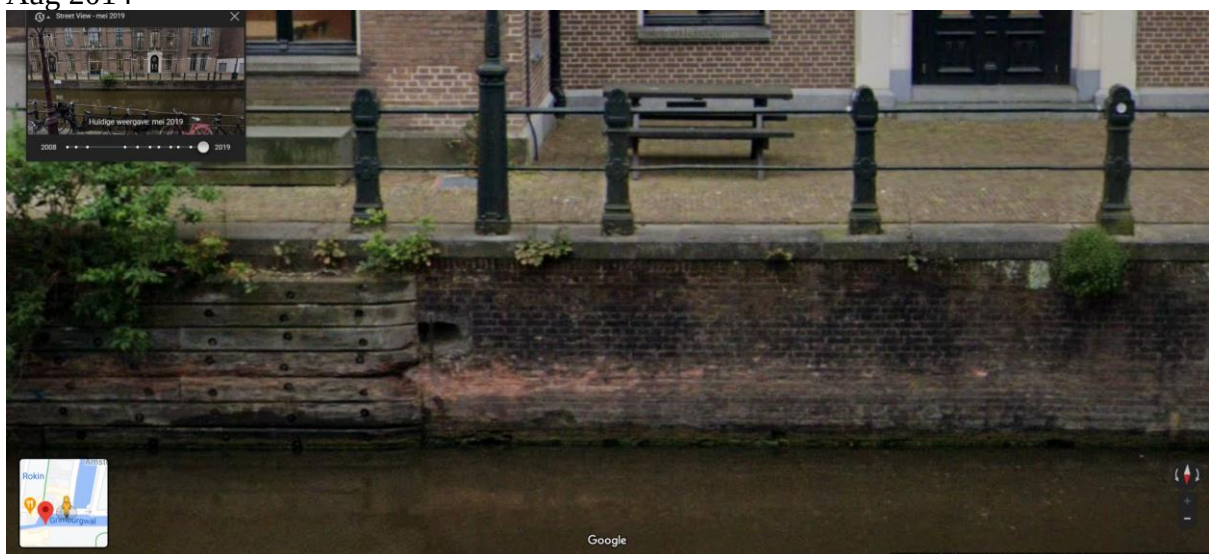
Jaar onbekend



Juli 2009



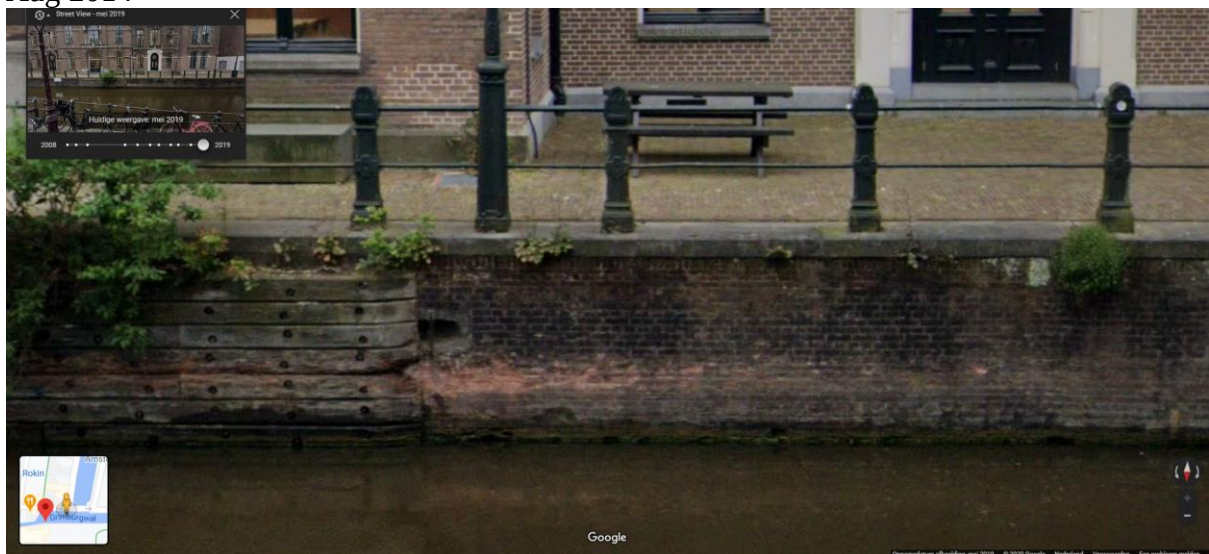
Aug 2014



Aug 2014



Aug 2014



Mei 2019

Figuur 4.10 Ontwikkeling schade aan het metselwerk op basis van foto's tot aan mei 2019

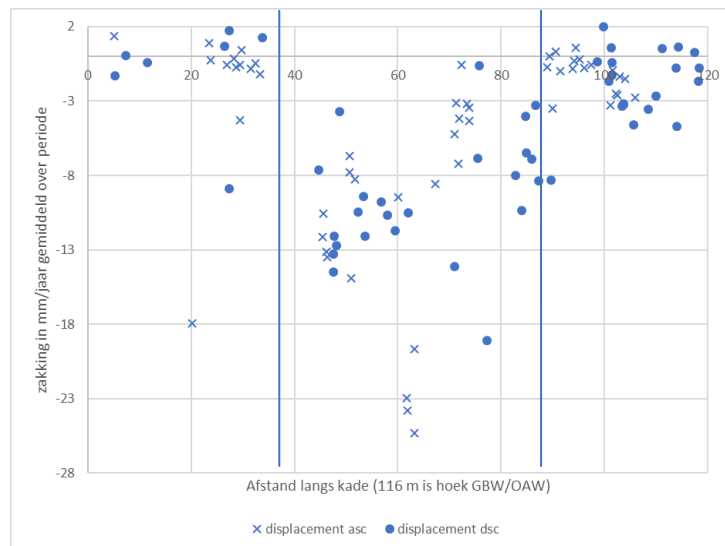
Er is in de foto's van Figuur 4.10 verder te zien dat er planten groeien aan/in de wand. Dit kan duiden op scheurvorming in het metselwerk. Een deel van de planten groeit achter de houten beschotting. Volgens een deskundig plantenexpert zijn de wortels van het zichtbare type planten zeer klein en niet krachtig genoeg om schade in het metselwerk te veroorzaken [17].

4.4 Insar metingen

SkyGeo heeft metingen van de Grimborgwal beschikbaar gesteld voor de Rapid Assessment. Het betreft metingen van diverse satellieten (en banen) en periodes. De oudste metingen zijn van 2009, de meest recente meetset is van de afgelopen 2 jaar, eindigend op 30 augustus, dus voor de instorting plaatsvond. Allereerst zijn in Figuur 4.11 de metingen over de tekening van het bovenaanzicht gelegd. Door de projectie van de luchtfoto (niet exact van boven) is er een verschuiving in NoordZuidrichting. De oost west richting is echter goed passend. Uit Figuur 4.11 wordt geconcludeerd dat de gemeten grotere vervormingen exact overeenkomen met het ingestorte deel van de kade. Direct naast de instorting aan beide zijden zijn de zakkingsmetingen veel geringer. Dit blijkt ook uit de langsdoorsnede die langs de kade is gemaakt, beginnend in de hoek aan de oostzijde, zie Figuur 4.12.

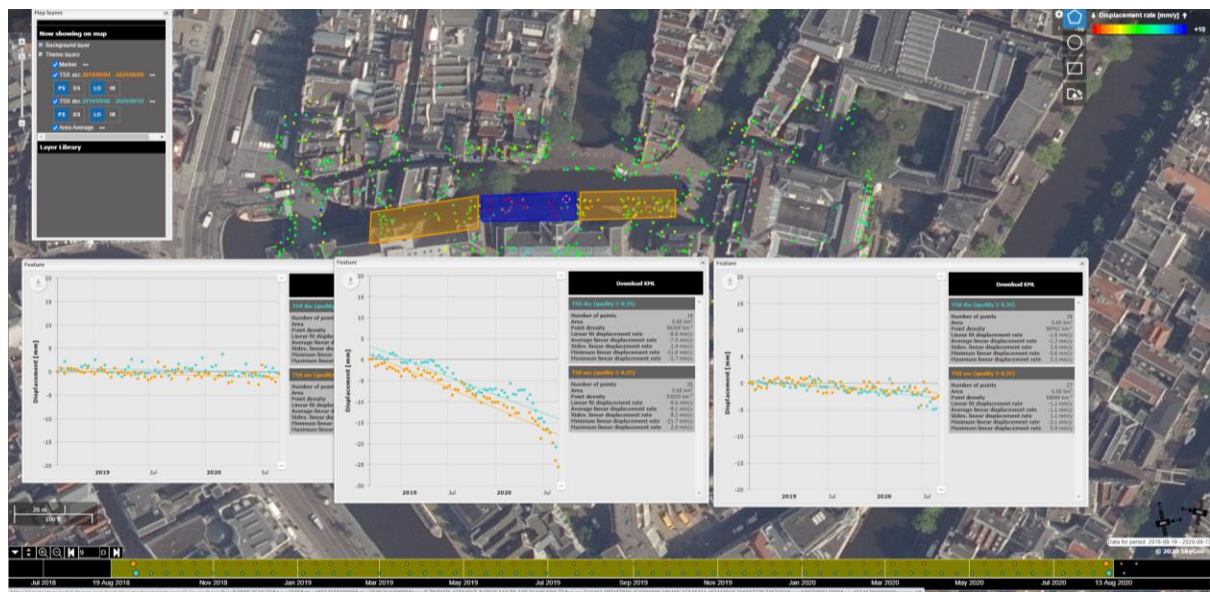


Figuur 4.11 Zakkingen gemeten met Insar en locatie instorting (in blauwe rechthoek)



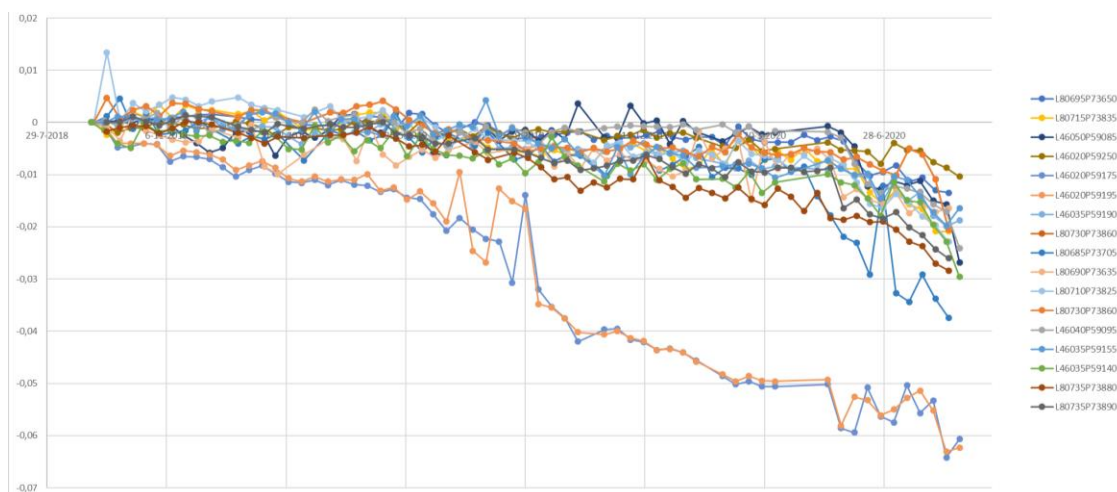
Figuur 4.12 Lengtedoorsnede over kade met zakkingsnelheid lage punten over 2018 sept-2020 aug met instortingsgebied tussen verticale blauwe lijnen.

Figuur 4.13 laat de zakkingen in de tijd zien voor de drie delen (ingestort, deel oost ervan en deel west ervan). Hierin is de significant grotere zakkingsnelheid van het ingestorte deel goed te zien.

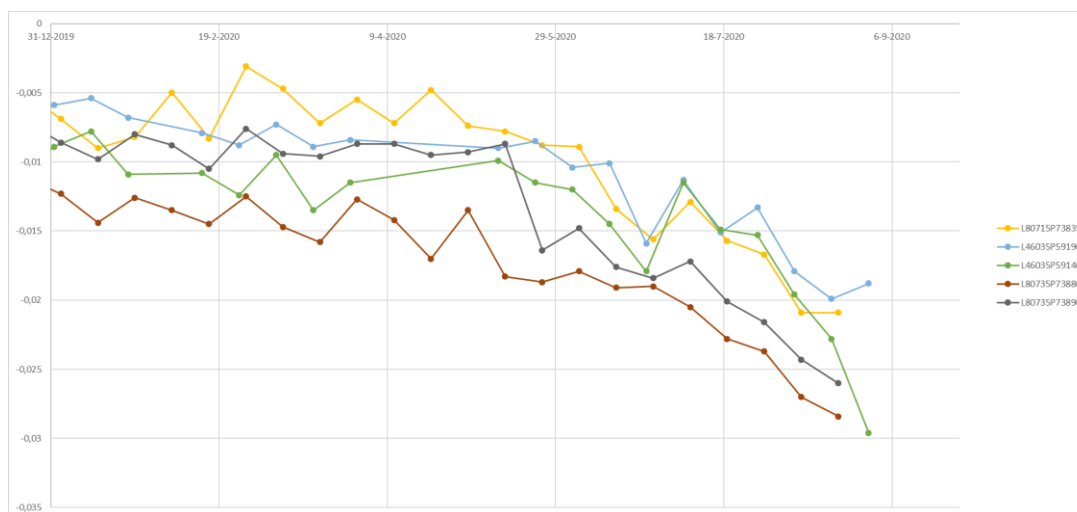


Figuur 4.13 Zakkingsnelheden ingestort (blauw) deel en aanpalende delen (oranje),

Hierna is de zakking geanalyseerd in de tijd voor de punten van het ingestorte deel. Dit is allereerst gedaan voor de meest recente metingen (2 jaar) en ook voor de periode van 2020. Verderop in het rapport wordt ook een analyse van de periode 2009-2018 gegeven.



Figuur 4.14 Zakking (in mm) langs Grimburgwal voor periode 2018-2020

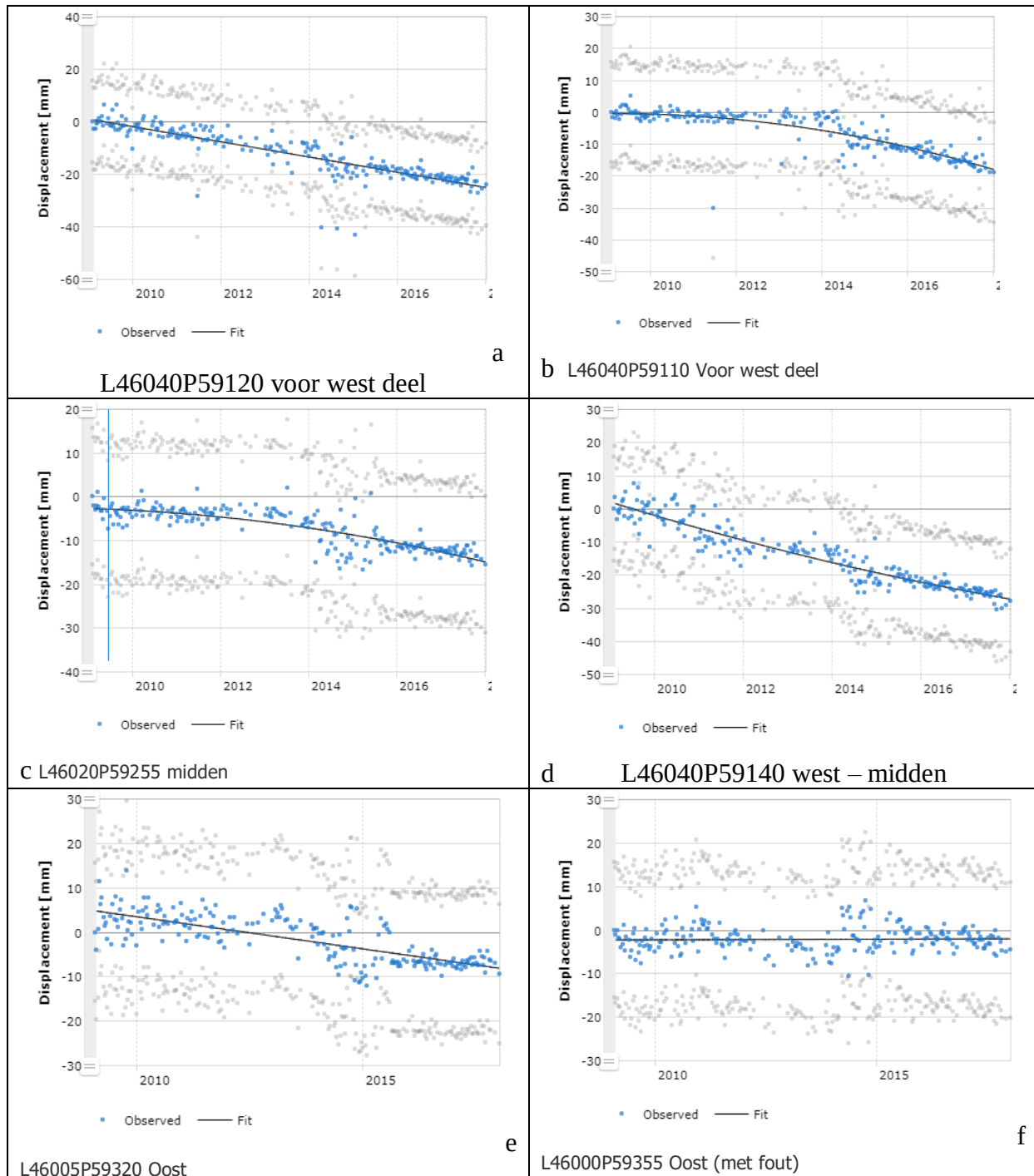


Figuur 4.15 Zakking (in mm) langs Grimburgwal instorting voor geselecteerde punten ingezoomd in 2020

Uit Figuur 4.14 blijkt dat er twee punten eerder beginnen te zakken dan de rest. Deze twee punten bevinden zich midden voor de voordeur van BG2. Deze punten zakken de hele periode van 2 jaar met circa 30 mm/jaar (na correctie van de unwrapping error in september 2019).

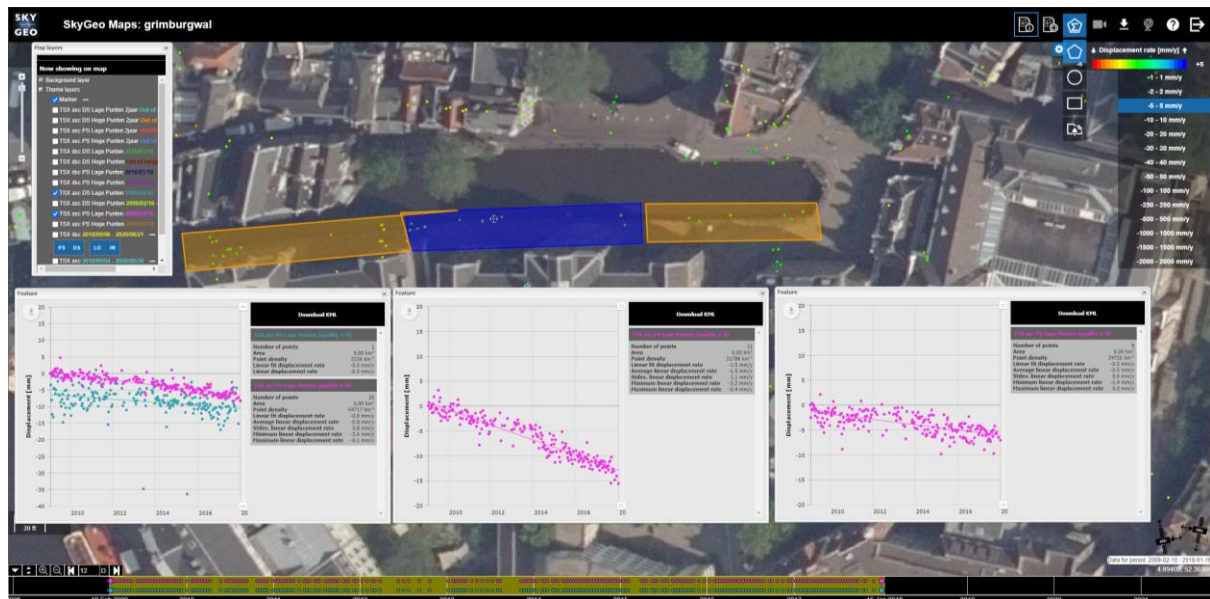
De overige punten zakken met 1 tot 10 mm/jaar (gemiddeld 5 mm/jaar) tot aan de periode april / mei 2020. Veel punten zetten dan een versnelling van de zakking in. In augustus 2020 gaat de snelheid dan voor enkele punten nog verder omhoog.

Over een wat langere periode gezien zijn de zakkingen voor vier punten weergegeven in Figuur 4.16

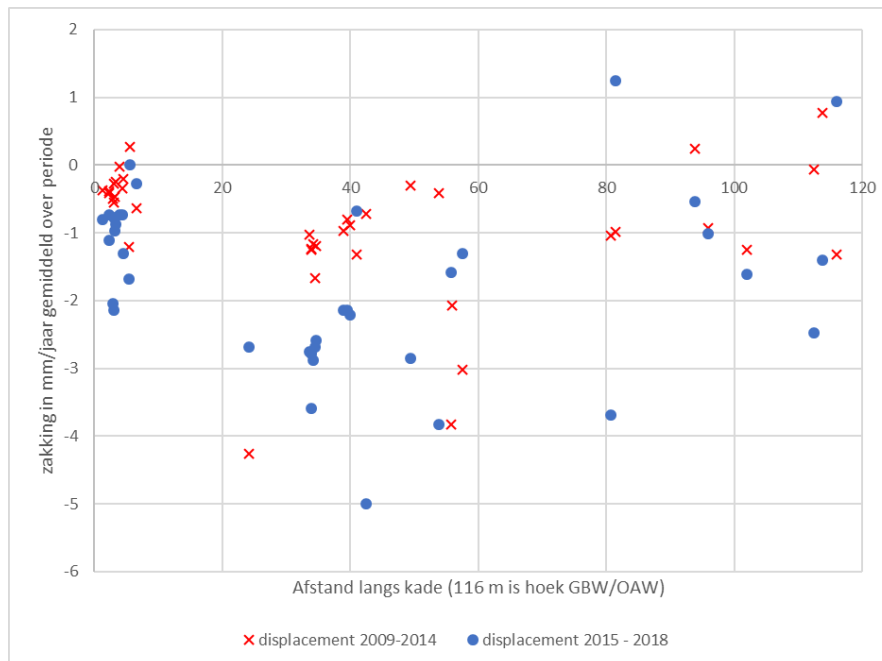


Figuur 4.16 Zakking van zes punten langs de kade over langere termijn

In veel van de punten is een versnelling van de zakking te zien aan het begin van 2014, dit is de periode dat de werkzaamheden aan BG2 plaats vonden. De absolute zakking bedraagt in die periode circa 5 tot 10 mm. De zakkingsnelheid voor die tijd en na die tijd zijn echter een stuk geringer. De zakkingen zijn gemiddeld 0,5 tot 3,5 mm/jaar voor en ook weer na de verbouwing. Er vindt een versnelling plaats van de zakking als de periode van 2015-2018 vergeleken wordt met de periode 2009-2013 van circa 0,5 mm/jaar. In latere fasen (zie hierboven) vindt een verdere versnelling plaats. De verschillen langs de kade zijn gering. Het later ingestorte deel zakt weliswaar iets harder dan de delen oost en west daarvan, maar de verschillen en absolute waarden zijn gering. Wat verder opvalt is dat de kade ten westen van BG2 (voorbij het gebouw, voor BG1 dus) wat meer versnelling in de tijd laat zien (maar geen sprong door werkzaamheden) dan de kade voor BG2. Er is uit deze metingen een heel gering effect te zien dat het later ingestorte deel van de Grimburgwal over langere tijd (sinds 2009) al meer zakte dan de overige delen. De verschillen zijn echter zo klein en het aantal punten en de nauwkeurigheid niet groot genoeg om hier een conclusie uit te trekken.



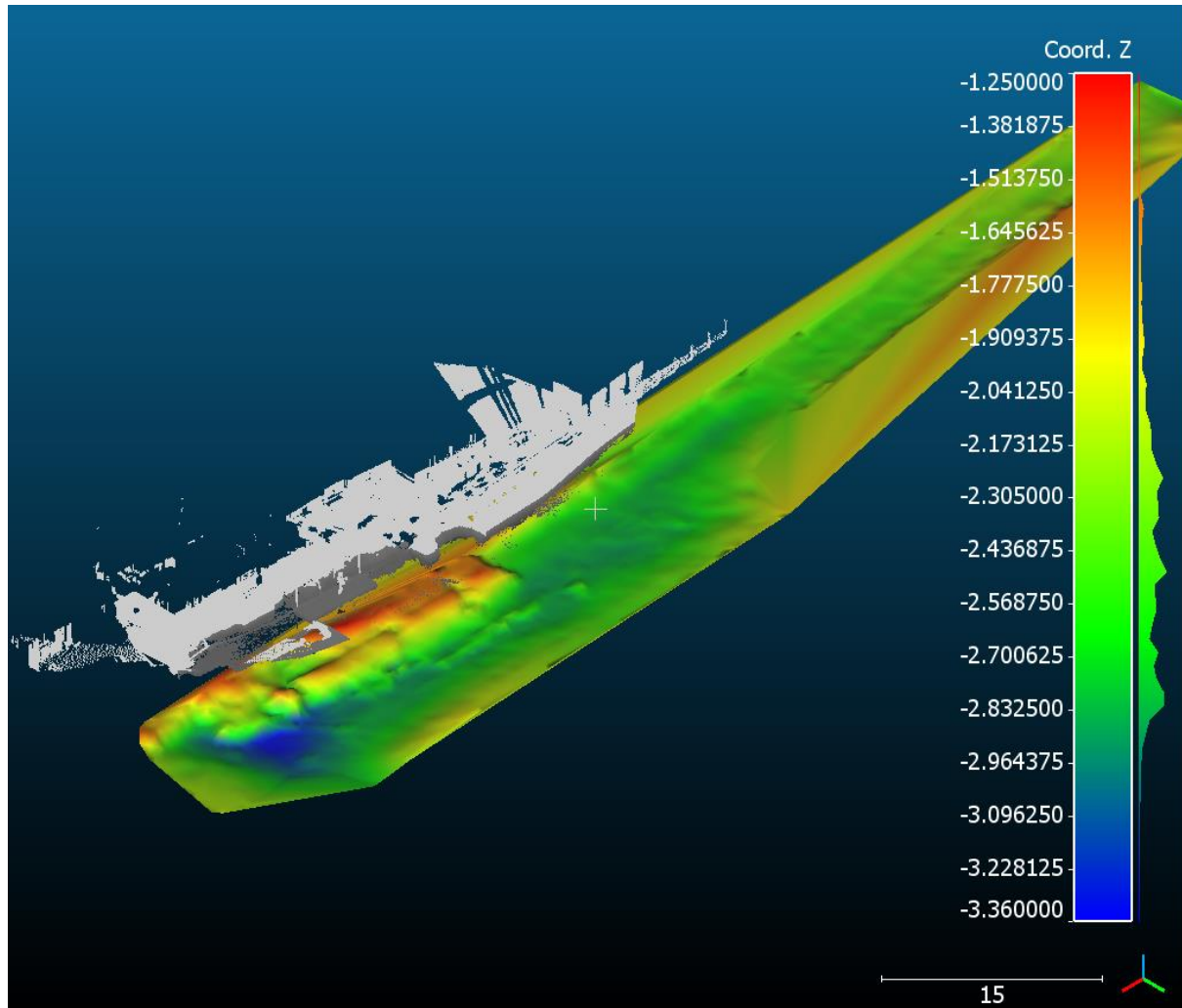
Figuur 4.17 Zakkingen langs de Grimburgwal over de periode 2009-2018



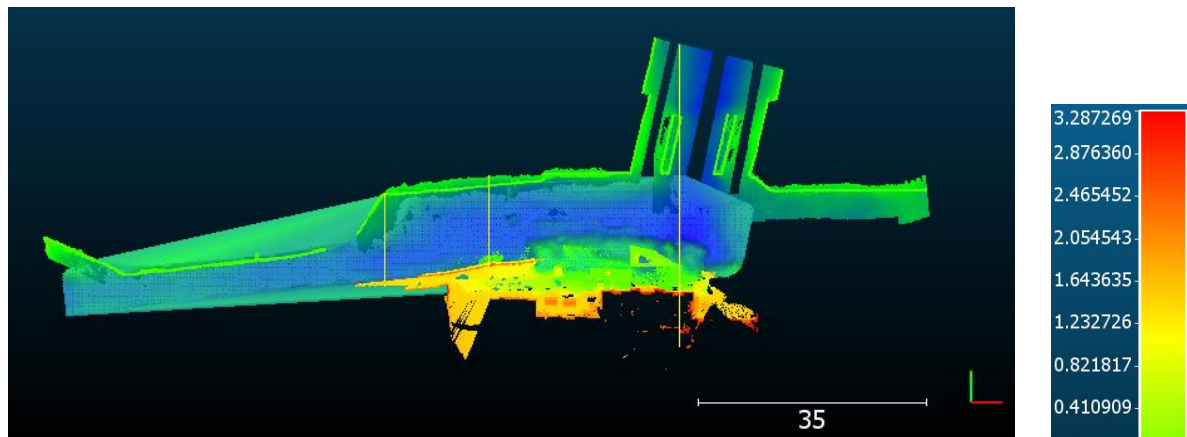
Figuur 4.18 Zakkingen langs de Grimburgwal over de periode 2009-2014 en 2015-2018

4.5 Bodemligging van de gracht

Uit de analyse van de bodemgegevens blijkt dat de bodem van de gracht in 2020 ter plaatse van de instorting plaatselijk dieper was dan gebruikelijk (NAP -2,4 m is normaal volgens Waternet [9]). Uit de bodemgegevens (zie Figuur 4.20) blijkt dat de restanten van de instorting duidelijk zichtbaar zijn. Naast de instorting is de bodem zichtbaar dieper aan de oostzijde (tot NAP -3,35m) en aan de westzijde (NAP -2,8m). De diepte precies voor de instorting is vanwege de restanten natuurlijk niet zichtbaar.



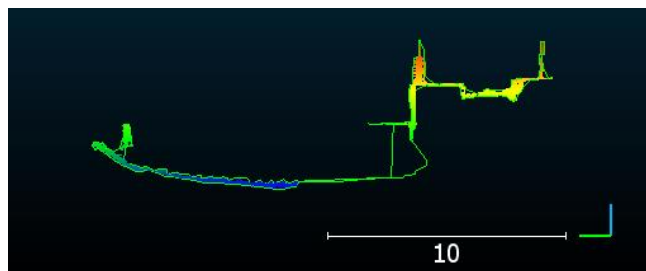
Figuur 4.19 Overzicht bodemligging 2020 (na instorting), dieptes tov NAP



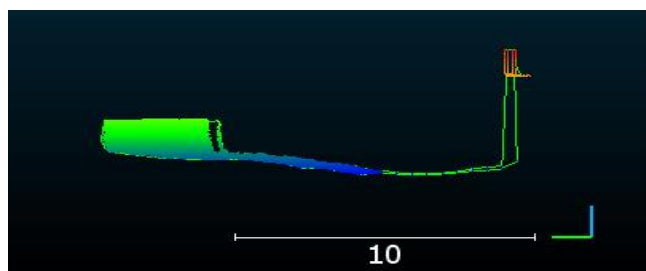
Figuur 4.20 Bovenaanzicht diepte gracht 2020 (35m = ter indicatie schaal) met doorsneden



Figuur 4.21 Doorsnede meest diep 2020 (rechts in figuur hierboven), max diepte 3,36m



Figuur 4.22 Doorsnede midden 2020, max diepte 3,18m



Figuur 4.23 Doorsnede meest ondiep 2020 (links), max diepte 2,78m

Er is een verschil met 2019 waarden voor het gedeelte van de overlap waarbij de 2020 waarden 1 tot 25 cm hoger zijn dan in 2019. Dit geldt voor het deel aan de overzijde van de instorting.

4.6 Klimaatgegevens

In Figuur 4.24 zijn de klimaatgegevens (temperatuur en regen) van station Schiphol/Amsterdam weergegeven.

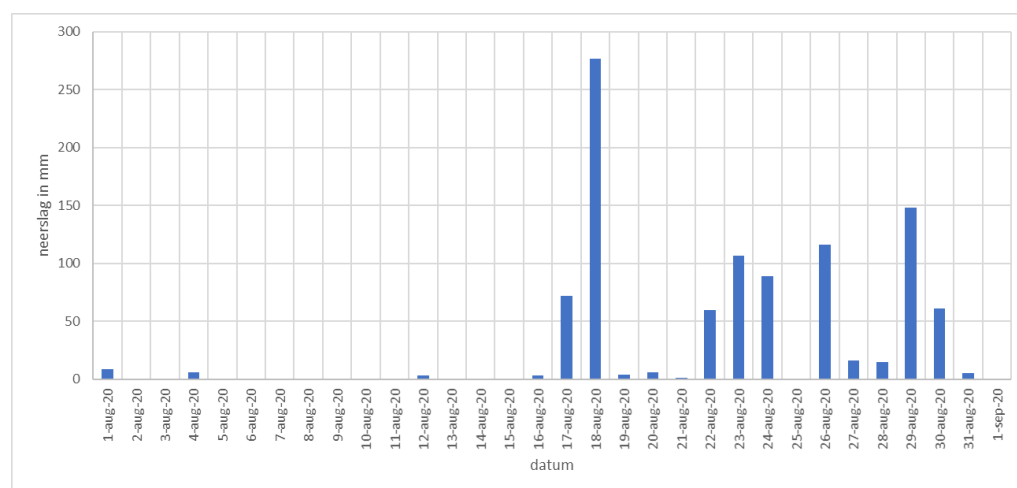
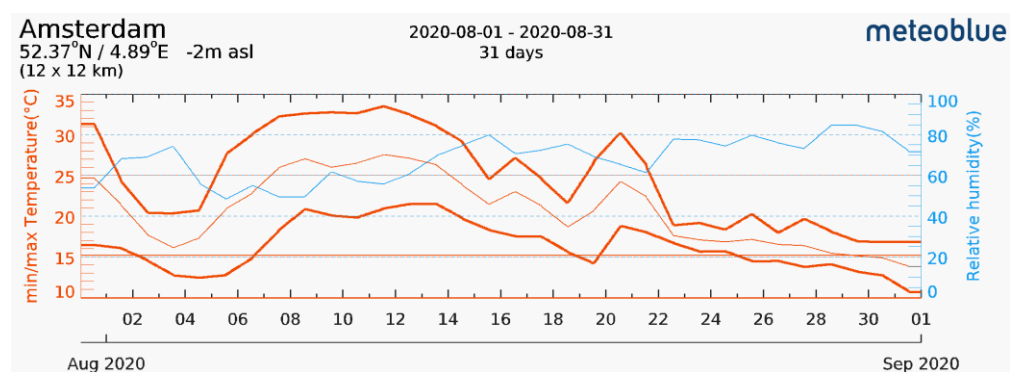
KNMI schrijft over augustus 2020 het volgende:

(De Bilt, 1 september 2020/ Carine Homan)

'Augustus was zeer warm met in De Bilt een gemiddelde temperatuur van 20,4 °C tegen 17,5 °C normaal. Daarmee is het na augustus 1997 de warmste augustus sinds het begin van de regelmatige waarnemingen in 1901. De eerste dagen van de maand waren wisselvallig en in de nacht koelde het flink af. (...) Vanaf 4 augustus (..) liepen de temperaturen flink op en werd het zeer zonnig. Een ongekende reeks hoge temperaturen volgde. In De Bilt begon de hittegolf op 5 augustus met een maximumtemperatuur van 28,3 °C. Daarna volgden van 6 tot en met 13 augustus acht dagen waarbij de maximumtemperatuur boven de tropische waarde van 30,0 °C lag. Nog nooit eerder telden we zoveel tropische dagen achter elkaar in De Bilt. (..) Pas op 18 augustus kwam er een einde aan de hittegolf, die daarmee dertien dagen geduurd had. (..)

Vanaf 19 augustus sloeg het weer echt om en kregen lagedrukgebieden weer de overhand. De stroming werd geleidelijk westelijk, er kwam meer wind te staan en het werd wisselvalliger. Vanaf 22 augustus daalde de etmaalgemiddelde temperatuur tot rond normaal.

Gemiddeld over het land viel er 72 mm neerslag tegen een langjarig gemiddelde van 78 mm en daarmee week de hoeveelheid neerslag niet veel af van normaal. Doordat de neerslag een sterk buiig karakter had, liepen de neerslaghoeveelheden van plaats tot plaats echter sterk uiteen. De meeste neerslag viel in de noordwestelijke helft van het land. Op KNMI station De Kooy bij Den Helder viel tijdens buien op zowel 14 als op 17 augustus bijna 40 mm in een etmaal, en daarmee was het dan ook het natste KNMI station deze maand, met in totaal 157 mm tegen 77 mm neerslag normaal. Op meerdere plekken rond het IJsselmeer en in het noordelijk kustgebied werd ook meer dan 140 mm gemeten. (..) Van 4 tot en met 10 augustus was het in het gehele land vrijwel droog. Daarna kwamen er elke dag wel buien voor, vaak met onweer. Op 16 en 21 augustus werd code oranje uitgegeven voor hagel, windstoten en veel neerslag in korte tijd. Op 25 en 26 augustus trok een lagedrukgebied, dat in Engeland de naam Francis kreeg, net noord van ons land langs richting Denemarken (..).



Figuur 4.24 Klimaatgegevens 30 dagen voorafgaand aan instorting (temperatuur volgens model, neerslag gemeten in Abcoude)

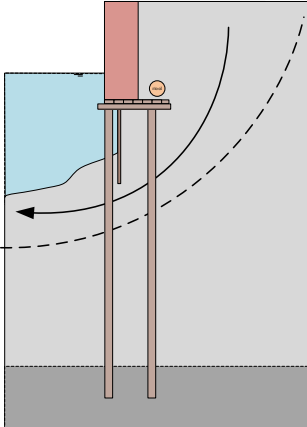
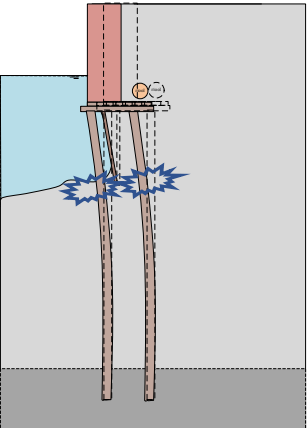
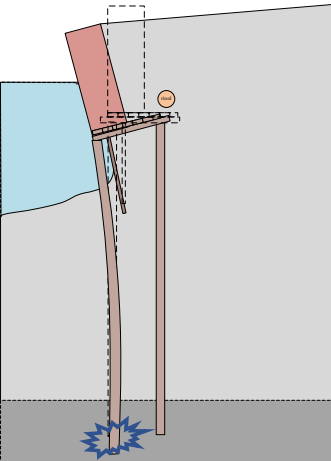
Over een wat langere periode bezien valt op dat er in het hele land sprake is van droge zomers in 2018 en 2019 en 2020.

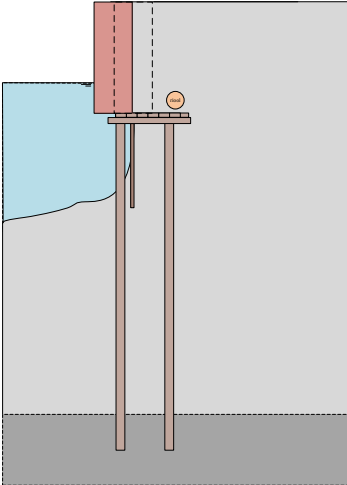
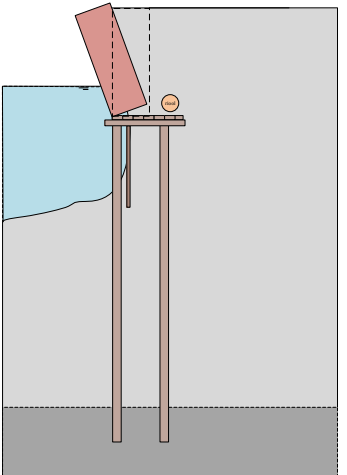
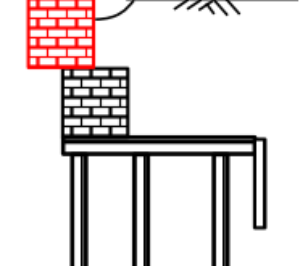
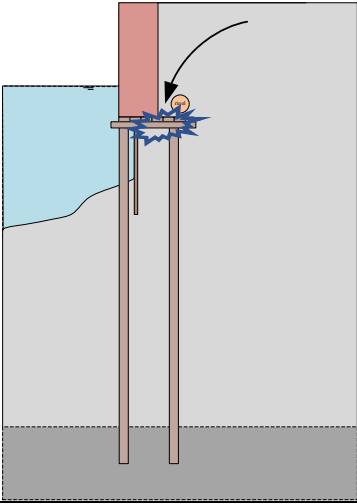
5 Mogelijke faalmechanismen

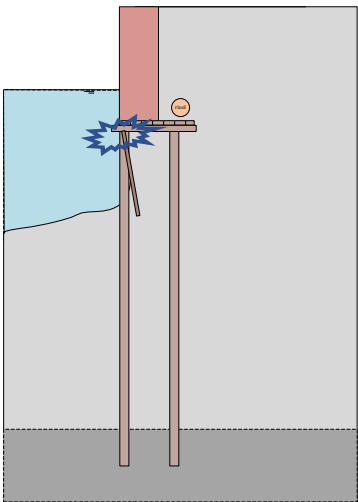
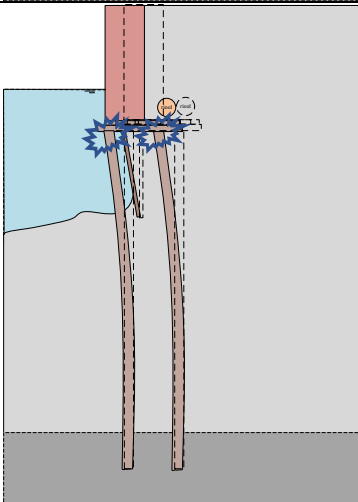
5.1 Overzicht mechanismen

Hieronder is een overzicht gegeven van de mogelijke faalmechanismen van de Grimborgwal, afgeleid uit algemene faalmechanismen die bij historische kademuren kunnen optreden.

Tabel 5-1 Overzicht mechanismen

nummer	beschrijving	pictogram
1	algehele stabiliteit, glijvlak	
2	Excessieve horizontale vervorming van de palen (incl. kruipvervorming grond en hout)	
3	Falen van palen op verticaal draagvermogen	

4	Falen schuifverbinding metselwerk muur en kespen / vlonder, met afschuiven muur	
5	Roteren en kantelen van de metselwerk muur	
6	Bezwijken metselwerk door externe kracht (bvb aanvaring)	
7	Falen vlonder en kesp, met grondtransport	

8	Verbinding damwand met kesp / vlonder	
9	Verbinding palen aan kesp	

5.2 Principe sterkte en belasting

Bij het beoordelen van de waarschijnlijkheid waarmee de in voorgaande paragraaf genoemde mechanismen zijn opgetreden dient voor elk mechanisme te worden beschouwd wat de weerstandbiedende sterkte is en wat de aandrijvende belasting is. Pas als de belasting groter is dan de sterkte kan falen optreden.

Welke onderdelen weerstand bieden (de grond, het metselwerk, de palen) is vastgesteld in Hoofdstuk 2 t/m 4. Mogelijke oorzaken van te weinig sterkte van de kade zijn weergegeven in Tabel 5.2.

Tabel 5-2 Factoren sterkte

Factoren sterkte	Beschikbare informatie
veranderingen aangebracht aan de kade in de loop van de tijd	
Ophoging	geen
Restaurant / houten constructie	geen
Smalspoor op de kade 1908	geen, niet relevant geacht
Houten brug aangebracht en weer verwijderd	geen, niet relevant geacht
Oude kade op zelfde locatie, kruisend	tekening

verlies aan integriteit metselwerk	
Aanvaringen	zichtbare schade zie Figuur 4.10
Kreeften	geen
Boren leuning	niet zichtbaar
Degradatie door zoutindringing, spalling	geen spalling, wel degradatie langs de waterlijn
Toevoeging van vocht in het metselwerk door aanbrengen houten bescherm balken	geen
invloed van degradatie van houten onderdelen.	
Schuifhout	niet aangetroffen, wel in bestek, volgens MenA wel aanwezig
Houten palen	geen aanwijzingen voor degradatie hout
Kespen	volgens experts houtconstructies, op basis van foto's
Damwand	

Mogelijke oorzaken van te grote of afwijkende belasting op de kade zijn weergegeven in Tabel 5.3.

Tabel 5-3 Factoren belastingen

Factoren belasting	Informatie
Te grote waterdiepte	Zie paragraaf 4.5
Erosie bodem; minder horizontale en ook verticale draagkracht	Waterbodemdiepte voor bezwijken, over tijd?
Te grote belastingen aanwezig op het moment van bezwijken	dergelijke belasting was niet aanwezig
Bovenbelasting op de kade	Niet aanwezig tijdens bezwijken, geen informatie dat er bovenbelasting op een recent eerder moment aanwezig was. Tijdens verbouwing in 2014 mogelijk wel.
Hogere waterstand achter	Door beperkte ruimte tussen kelder gebouw en kademuur kan er sneller een verhoogde waterstand optreden (beperkte afstroom richting BG2)
Golfbelasting van schepen	geen informatie, maar niet waarschijnlijk als oorzaak
Afwijkende hydraulische omstandigheden: droogte, regen, stroming	zie paragraaf 4.6
Erosie uit HWA/Riool	Er is bij inspectie van het riool geen zand aangetroffen (communicatie gemeente Amsterdam)
Impact aanbrengen nieuwe fundering gebouw BG2	Wijzen van installeren, paaltype schroefinjectiepalen, overige werkzaamheden op of nabij kade onbekend
Effecten van werkzaamheden aan riolering, bestrating, gracht, of overig	herstrating in mei en aug 2020
Trillingen, Compacte grond door intrillen.	tijdens herstraten mogelijk aanwezig
bolting/tonronde straatwerk; hierdoor ontstaat horizontale kracht op de wand	Aanlegwijze straatwerk
waterdicht maken aan achterzijde kade oostelijk van BG2	Is aanwezig, zie proefsleuven (paragraaf 2.4), veranderde waterhuishouding

In Hoofdstuk 6 volgt de analyse van de sterkte en belasting ten opzichte van elkaar voor de belangrijkste faalmechanismen.

6 Hypothese toetsing

In dit hoofdstuk worden de verschillende sterktes en belastingen met elkaar vergeleken voor de verschillende faalmechanismen.

Afzonderlijke onderdelen (metselwerk en hout in combinatie met grond) worden allereerst beschreven.

6.1 Metselwerk

Dit hoofdstuk beschrijft de analyse van de scheurvorming in het metselwerk. Dit heeft betrekking op verschillende faalmechanismen, waaronder 2, 3 en 6. De locaties van de scheuren zijn weergegeven in paragraaf 3.2.

6.1.1 Historische opbouw

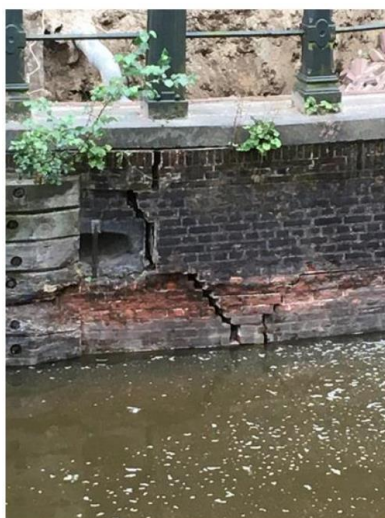
Bij de bouw van het gebouw BG2 achter de huidige kade is de loop van de gracht gewijzigd en een oude kademuur gekruist. Het is niet precies bekend of de hele kade is verwijderd of dat alleen het nieuwe deel is toegevoegd. De grens van de instorting aan de oostzijde komt in ieder geval overeen met de locatie van de kruising met de oorspronkelijke kademuur. Of dit invloed heeft gehad op de instorting of op de locatie daarvan is niet af te leiden.

6.1.2 Middelste scheur (scheur B)

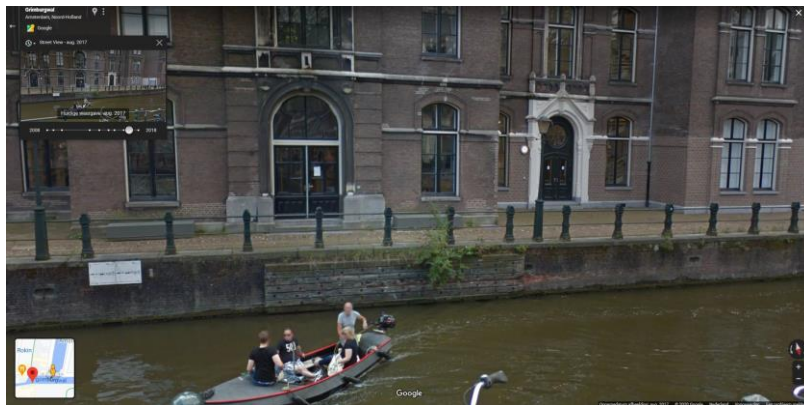
De middelste scheur (scheur B) was enkele minuten voor het bezwijken van de constructie duidelijk zichtbaar (Figuur 6.1). De scheur bevond zich in een gebied dat onderhevig was aan metselwerk schade door: (1) aanvaringen van boten, vooral net naast de aanvaarbescherming, (2) groei van planten, vooral in het bovenste deel van de kademuur, (3) omgevingsinvloeden (zout of vriezen / ontdooien) rond het waterpeil.

De middelste scheur vertoont zowel opening als vervorming uit het vlak. Dit laatste wordt veroorzaakt door gronddruk die tegen de kademuur drukt. De vervorming is ook te zien in de vervorming die vanaf de straat werd waargenomen voordat de muur bezweek.

Het is niet duidelijk of de scheur al bestond vóór de activering van het belangrijkste faalmechanisme, wat leidde tot het instorten van de kademuur. Uit een kwalitatieve analyse van foto's die voor augustus 2017 uit Google maps zijn gehaald, is afgeleid dat een vergelijkbare scheur zichtbaar is in hetzelfde gebied (Figuur 6.2). De vorm van de scheur lijkt anders dan de vorm die vóór de instorting werd waargenomen. Het bestaan van scheuren in dit gebied kan te maken hebben met een verlies van draagkracht van de fundering, wat leidt tot verzakking van het metselwerk.



Figuur 6.1 – Middelste scheur (B) net voor bezwijken.



(a)



(b)

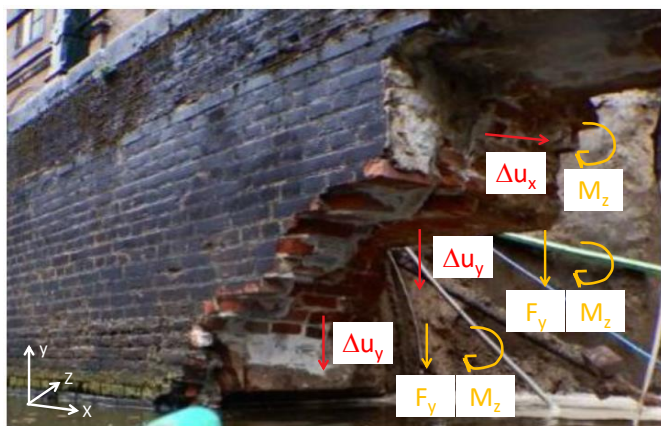
Figuur 6.2 – Zicht op de kademuur van Google Maps augustus 2017: (a) overzicht, (b) detail met teken van reeds bestaande scheur en uitgebreide schade als gevolg van aanvaringen.

6.1.3 Oostelijke scheur (scheur A)

Aan de oostzijde van de instorting is een regelmatige diagonale / verticale scheur (scheur A) waargenomen (Figuur 6.3). Door het scheuoppervlak te analyseren, zijn de volgende overwegingen met betrekking tot verwachte vervormingen (rode annotaties in Figuur 6.3a) en belastingsrichtingen (gele annotaties in Figuur 6.3a) afgeleid:

- Het oppervlak van de scheur heeft een identieke vorm over de volledige doorsnede van de kademuur (z-as). Dit geeft aan dat torsie-belastingen uit het vlak (met momentvector parallel aan de y-as) moeten worden uitgesloten.
- De oostelijke scheur is loodrecht georiënteerd op het bovenste deel van de kademuur. Om dit patroon te verkrijgen was een vervorming langs de x-as nodig. Deze vervorming kan alleen worden veroorzaakt door een in het vlak rotatie van het reeds gefaalde deel van de kademuur (momentvector parallel aan de z-as)
- De oostelijke scheur vertoont verschillende, opeenvolgende horizontale en diagonale delen op het bovenste deel van de kademuur. Om dit patroon te vormen was een vervorming langs de y-as vereist. Deze vervorming kan worden veroorzaakt door een in het vlak rotatie van het gefaalde deel van de kademuur (momentvector parallel aan de z-as) en / of een in het vlak verticale zakking ervan.

De beschikbare foto's in Figuur 6.3b wijzen erop dat de instorting in een korte tijd is opgetreden, uitgezonderd de vorming van de bestaande scheuren. Schade als gevolg van omgevingsinvloeden rondom de waterlijn kan echter een teken zijn van eerdere aantasting van het materiaal.



(a)



(b)

Figuur 6.3 – Oostelijke scheur A: (a) Potentiële vervormingen (in rood) en belastingen (in geel) die de scheur veroorzaken, (b) Scherp scheuoppervlak in stenen.

6.1.4 Westelijke scheur (scheur C)

Aan de westzijde van de ingestorte kademuur werd een diagonale / verticale scheur waargenomen (Figuur 6.4). Door het scheuroppervlak te analyseren, zijn de volgende overwegingen met betrekking tot verwachte vervormingen (rode annotaties in Figuur 6.4a) en belastingsrichtingen (gele annotaties in Figuur 6.4a) afgeleid:

- Het oppervlak vertoont een onregelmatige vorm over de volledige doorsnede van de kademuur (z-as), inclusief het openen van verticale voegen. Dit geeft aan dat torsie-belastingen buiten het vlak (met een momentvector parallel aan de y-as) plaatsvonden in deze doorsnede. Gezien de uit het vlak vervorming van het resterende deel aan de voorzijde van de kademuur (Figuur 6.4), is het aannemelijk dat het westelijke deel is ingestort door torsie uit het vlak en door kantelen. Dit laatste is ook te zien op de beveiligingscamerabeelden.
- Uit de overzichtsfoto blijkt dat het resterende deel van de kademuur een verticale vervorming (y-richting) vertoont. Deze vervorming kan worden veroorzaakt door een in het vlak rotatie van het gefaalde deel van de kade (momentvector parallel aan de z-as) en / of een in het vlak verticale zakking van het ingestorte deel van de kademuur.

Aan de hand van de beschikbare foto's is niet te beoordelen of het gedeelte waar de westelijke scheur plaatsvond al eerder beschadigd was. Schade als gevolg van omgevingsinvloeden rondom de waterlijn kan echter een teken zijn van eerdere aantasting van het materiaal.



Figuur 6.4 – Westelijke scheur: (a) Potentiële vervormingen (in rood) en belastingen (in geel) die het scheuroppervlak creëerden, (b) Detail van het onderste deel in het yz-vlak, (c) Detail van de gehele scheur in het xy-vlak.

6.1.5 Dilatatieveoeg (scheur D)

Het dilatatievoeg vertoont een opening zonder de aanwezigheid van vervormingen uit het vlak. De potentiële vervorming in het vlak past met de verticale vervorming die is vastgesteld aan het nog overeind staande deel van de kademuur.

6.1.6 Tapse scheur (scheur E)

Rechts van de dilatatievoeg is een taps toelopende verticale scheur (scheur E) aanwezig, deze is bovenaan breder dan onderaan. Deze scheur komt overeen met de verticale vervorming die is vastgesteld aan het nog overeind staande deel van de kademuur.

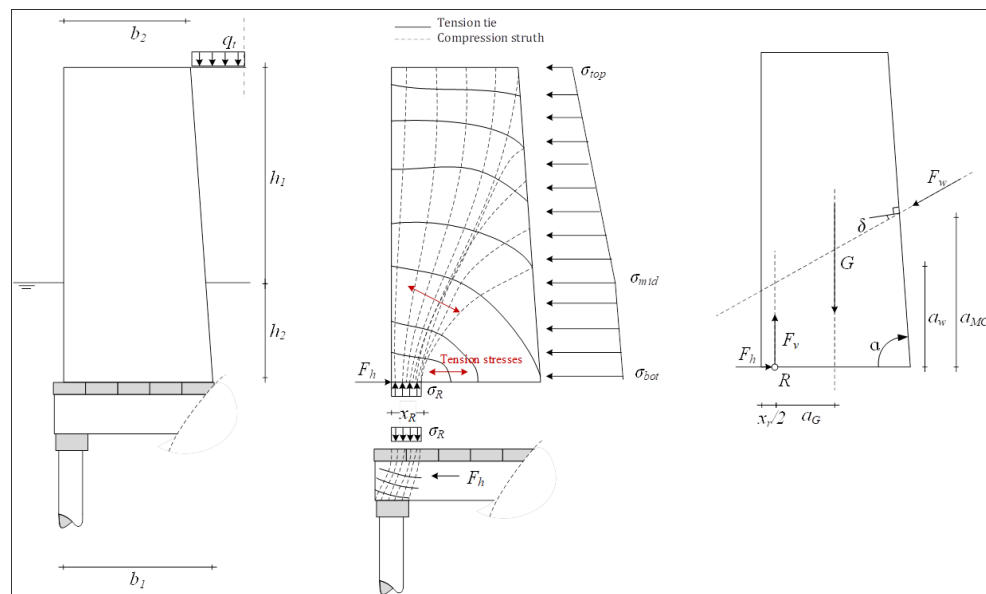
Er zijn ook ontbrekende en beschadigde stenen bij de waterlijn zichtbaar. Sommige stenen zijn afgebrokkeld, meestal veroorzaakt door omgevingsinvloeden zoals cycli van bevriezen / ontdooien, binnendringend water dat leidt tot kristallisatie van verontreinigingen of biologische activiteit. Het is onwaarschijnlijk dat de volledige dikte van de muur wordt aangetast, maar het effect kan ook de onderliggende houten fundering aantasten.

6.2 Berekeningen kantelen en schuiven

Dit hoofdstuk beschrijft de analyse van het mogelijk kantelen of schuiven van het metselwerk. Dit heeft betrekking op faalmechanismen 4 en 5.

6.2.1 Kantelen

Mechanisme 5, het kantelen van het metselwerk deel van de kade over een rotatiepunt op of net boven de houten vloer kan optreden bij een horizontale belasting van de wand die groter is dan de tegenwerkende neerwaartse belasting van het metselwerk en de grond erachter, zie Figuur 6.5.



Figuur 6.5 Principe mechanisme roteren/kantelen van de metselwerk wand

Er zijn diverse berekeningen gemaakt om de waarschijnlijkheid van het kantelen vast te stellen, waarbij gevarieerd is met de belasting achter de wand en de stabiliserende kracht van het metselwerk zelf.

Als beste schatting zijn de volgende uitgangspunten van toepassing:

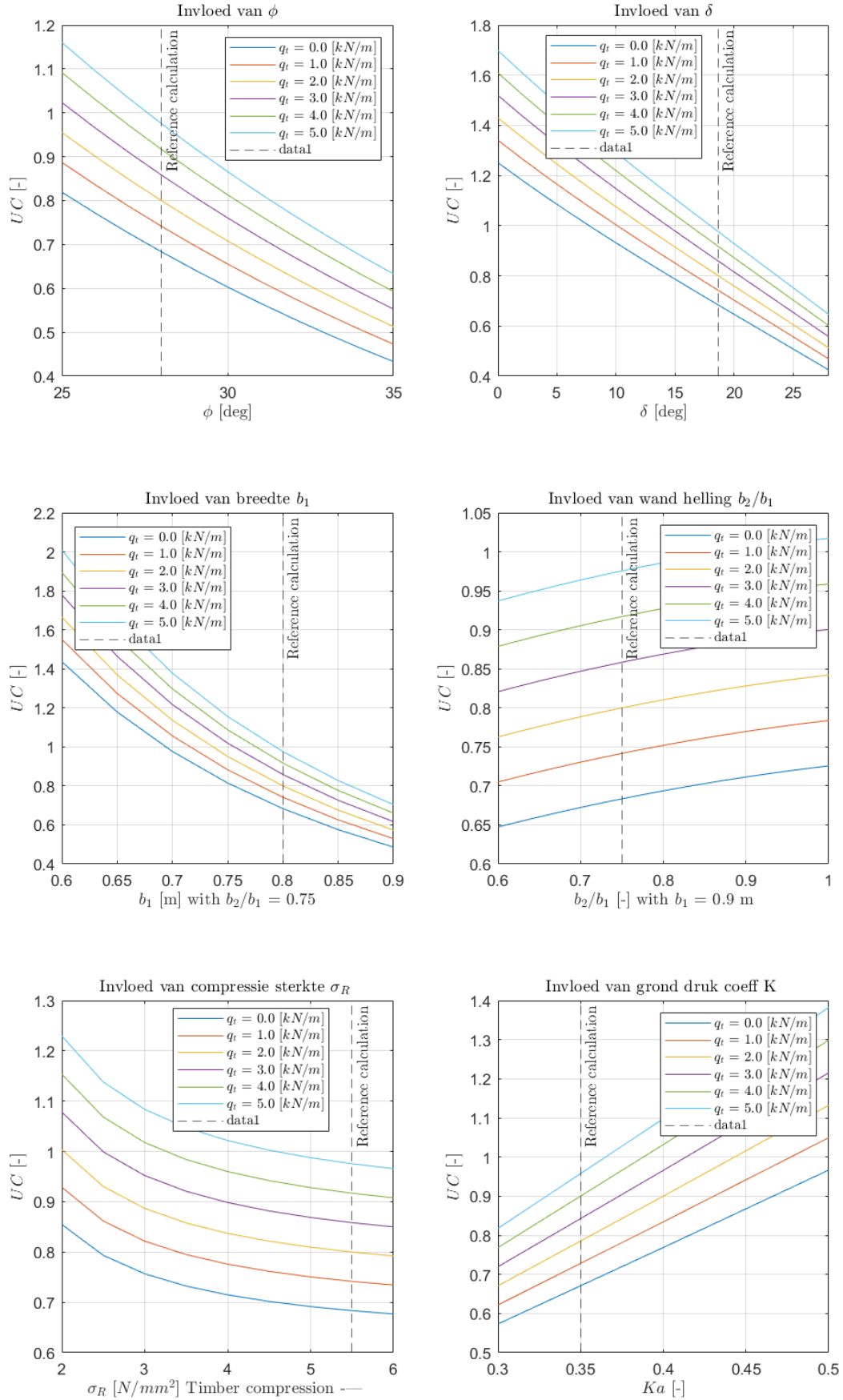
- Actieve gronddruk achter de wand
- Geen bovenbelasting aanwezig
- Hoek van inwendige wrijving 28 graden, wandwrijvingshoek (hoek die gronddruk maakt met de wand) is 2/3 hiervan.
- Dikte van de wand 0,8m onderin en 0,6 m bovenin, hoogte 2,43 m en volumiek gewicht metselwerk 20 kN/m³.

- De drukzone XR is bepaald aan de hand van de druk sterkte (haaks) op het kesp hout. Hiervoor is een waarde van $5,5 \text{ N/mm}^2$ aangehouden. De druksterkte van het hout is maatgevend aangenomen over de druksterkte van het metselwerk.

In deze situatie is de verhouding tussen het aandrijvende en tegenwerkende moment (Unity Check, UC) om het rotatiepunt R is gelijk aan 0,7, dus kleiner dan 1, er treedt geen kantelen op. Het rotatiepunt is geschematiseerd tot het midden van de drukzone zoals weergegeven in Figuur 6.5. Een geavanceerdere berekening zou kunnen worden gemaakt waarbij de maximale sterkte van het metselwerk meegenomen wordt in combinatie met de spanning bij kantelen, zodat de plaats van het theoretische rotatiepunt iets verder inwaarts komt te liggen, wat tot een gunstigere verhouding leidt en de wand dus minder snel kantelt.

Omdat alle uitgangspunten tevens onzeker zijn is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd met de volgende variabelen: hoek van inwendige wrijving, wandwrijvingshoek, gronddrukfactor, dikte van de wand en sterkte van het hout. Figuur 6.6 laat de resultaten zien van deze analyse waarbij de UC boven de 1 komt voor combinaties van hogere bovenbelastingen, kleinere breedte aan de onderzijde en hogere gronddrukfactor (meestal is twee van deze drie nodig). De gevoeligheid voor de houtsterkte is klein.

De waarschijnlijkheid dat kantelen is opgetreden als initieel mechanisme wordt alleen mogelijk geacht in geval van een combinatie van deze factoren, wat minder waarschijnlijk is. Wel kan kantelen na optreden van de initiële vervorming (zie Hoofdstuk 3) (en vooral bij het neerwaarts bewegen van de fundering/vloer) hebben bijgedragen aan het bezwijken, omdat dan de uitgangpositie is gewijzigd ten opzichte van de berekeningen hierboven. Voor het westelijke gedeelte geldt dat de wand waarschijnlijk wel is gekanteld. Dit is te zien in de camerabeelden en wordt veroorzaakt door de additionele horizontale kracht uitgeoefend door het reeds bezwijkende oostelijke deel.



Figuur 6.6 Gevoeligheidsanalyse kantelmecanisme

6.2.2 Afschuiven

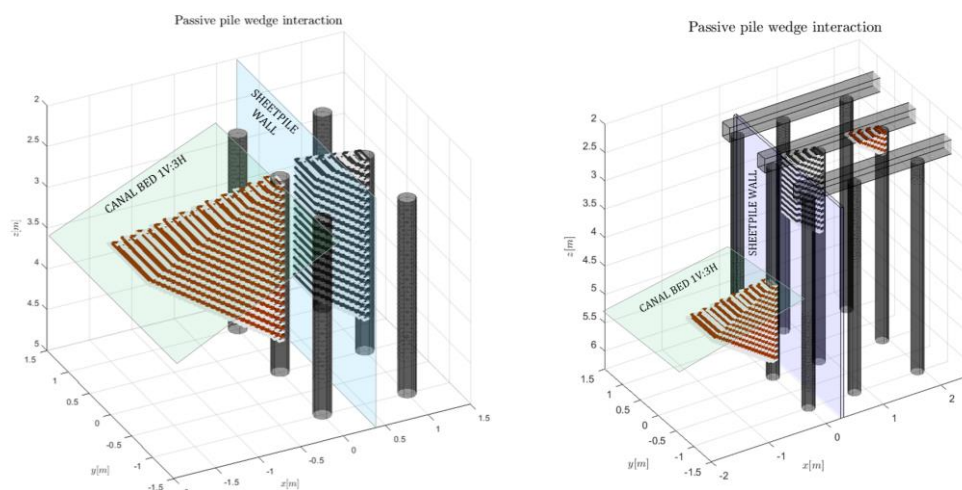
Mechanisme 4, het afschuiven van de wand kan optreden als de horizontale belasting achter de wand deze naar voren duwt. Volgens de gegevens van MenA [15] is het schuifhout aanwezig geweest en is bezwijken volgens dit mechanisme niet te verwachten.

6.3 Berekeningen constructie hout en ondergrond

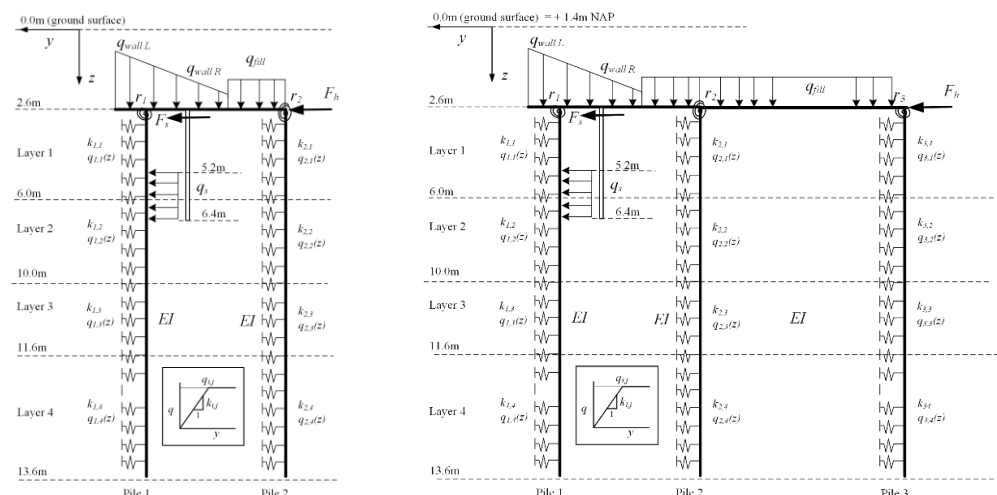
6.3.1 Principes berekening horizontaal belaste palen

In Bijlage E zijn de berekeningen weergegeven van de kade voor verschillende dieptes van de bodem. Hierbij is de vervorming, schuifkracht en moment in de houten palen beschouwd als onderdeel van de toetsing van mechanisme 2. De uitgangspunten van de berekening zijn hier ook beschreven.

Het gebruikte rekenmodel betreft een in ontwikkeling zijnde analytisch rekenmodel [23] voor paalgroepen en constructie-elementen die de palen verbinden. De gronddruk die werkt op de palen is gebaseerd op de theorie van Brinch Hansen waarbij de afname van de weerstand van de grond veroorzaakt door de nabijheid van andere palen wordt verdisconteerd door de geometrie van de weerstandbiedende grond aan te passen, zie Figuur 6.7 Figuur 6.7. Het mechanisch schema is weergegeven in Figuur 6.8.

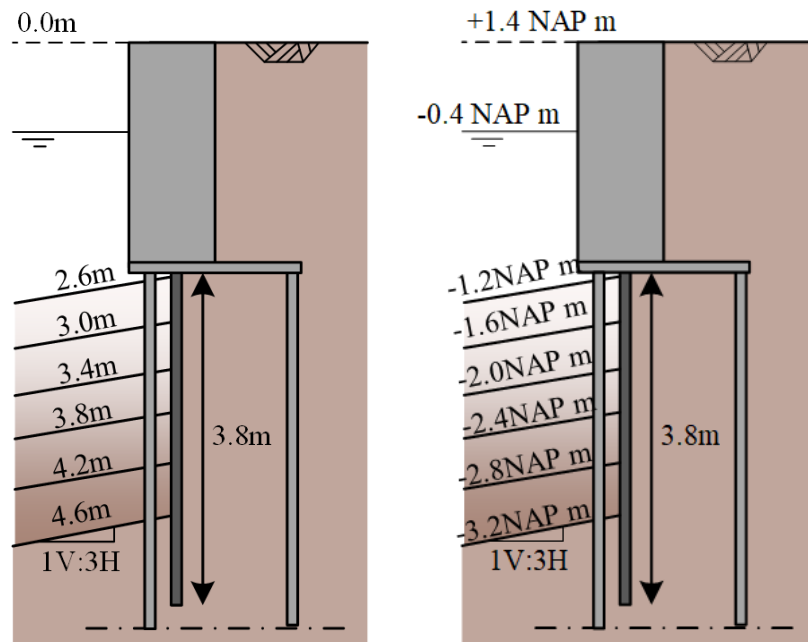


Figuur 6.7 Basis principe rekenmodel (2 palen links, 3 palen rechts)



Figuur 6.8 Schematisch rekenmodel (2 palen links, 3 palen rechts)

In totaal zijn er berekeningen uitgevoerd voor zes bodemniveaus en voor zowel twee als drie palenrijen: Vanaf 2.6 m onder maaiveld (initiële situatie aangenomen) steeds 0,4m diepte tot aan 4,6m. Dit komt overeen met dieptes van NAP -1,2m tot NAP -3,2m. De bodem van de gracht heeft een helling van 1V:3H (aangenomen). Zie Figuur 6.9 Schematische weergave van de zes bodemniveaus die gebruikt zullen worden voor de berekeningen



Figuur 6.9 Schematische weergave van de zes bodemniveaus die gebruikt zullen worden voor de berekeningen (tov maaiveld links en tov NAP rechts)

De kademuur functioneert als een grondkerende constructie zodat een ‘scherpe’ scheiding tussen water en land gecreëerd wordt. De horizontale kracht die de kademuur constructie opneemt is ten gevolge van de effectieve gronddruk aan de actieve (hoge) zijde van de gewichtsmuur en het houten damwand scherm.

De damwand is relatief kort en bevindt zich geheel in relatief slappe kleigrond. De palen zijn veel langer en staan in de zandlaag. Bij de modellering is aangenomen dat de damwand zijn reactiekracht in alle gevallen over zal brengen op de kademuur constructie. De damwand is aan de bovenzijde bevestigd aan de kesp. Een deel van de kerende kracht van de damwand zal hier overgedragen worden aan de kesp die weer verdeeld zal worden over alle aanwezige palen. Het ingeklemde deel van de damwand (aangenomen vanaf 2/3 deel van de lengte tot de punt) zal horizontaal evenwicht moeten vinden. Gezien de slappe grond zal dit grotendeels opgevangen worden door de eerste paalrij. Een deel van de damwandkracht wordt overgedragen op de voorste paalrij en een deel op de kesp (welke weer zijn krachten verdeeld over alle aanwezige palen). . Op het moment dat de damwand wegens afnemend bodemniveau geen steundruk door grond meer ondervindt en mogelijk zijn stabiliteit verliest (door breken of uitwassing) wordt er aangenomen dat een deel van de kracht nog steeds op de vloer en voorste paalrij werkt. Dit is mogelijk door boogwerking van de grond. De aanname van stapsgewijze bodemverlaging wordt doorgevoerd tot 4.6 m gezien de duikers deze situatie aangetroffen hebben aan weerszijde van de bezweken kademuur en Multi beam survey data, zie hoofdstuk 2. De kop van de palen is rotatievrij opgelegd.

De berekeningen zijn uitgevoerd voor paaldiameters van 0,2 en 0,25 m. Dit is de range van aangetroffen paal diameters na bezwijken. In de berekeningen is zowel de eerste orde als de tweede orde krachtswerking (krachten en moment) berekend. De eerste orde houdt in dat het evenwicht van de constructie wordt vastgesteld zonder daarbij de vervormde toestand te beschouwen. Voor de zogenaamde tweede orde krachtswerking is de horizontale vervorming van de constructie meegenomen in de bepaling van de buigende momenten te berekenen. De tweede orde krachtswerking wordt veroorzaakt door de axiale kracht in de palen, ten gevolge van gewichtsmuur en het bovenliggende grondpakket op het dek. De vergroting van de buigende momenten, door de tweede orde krachtswerking, is progressief. Bij een toegenomen vrije lengte van de palen neemt de waarde van de knikkraft van de palen sterk af, waardoor de vergrotingsfactor op het (reeds toegenomen) buigende moment sterk toeneemt. In de berekeningen is de pin gat verbinding als scharnier aangenomen. In de gevoeligheidsanalyse is de invloed hiervan bepaald.

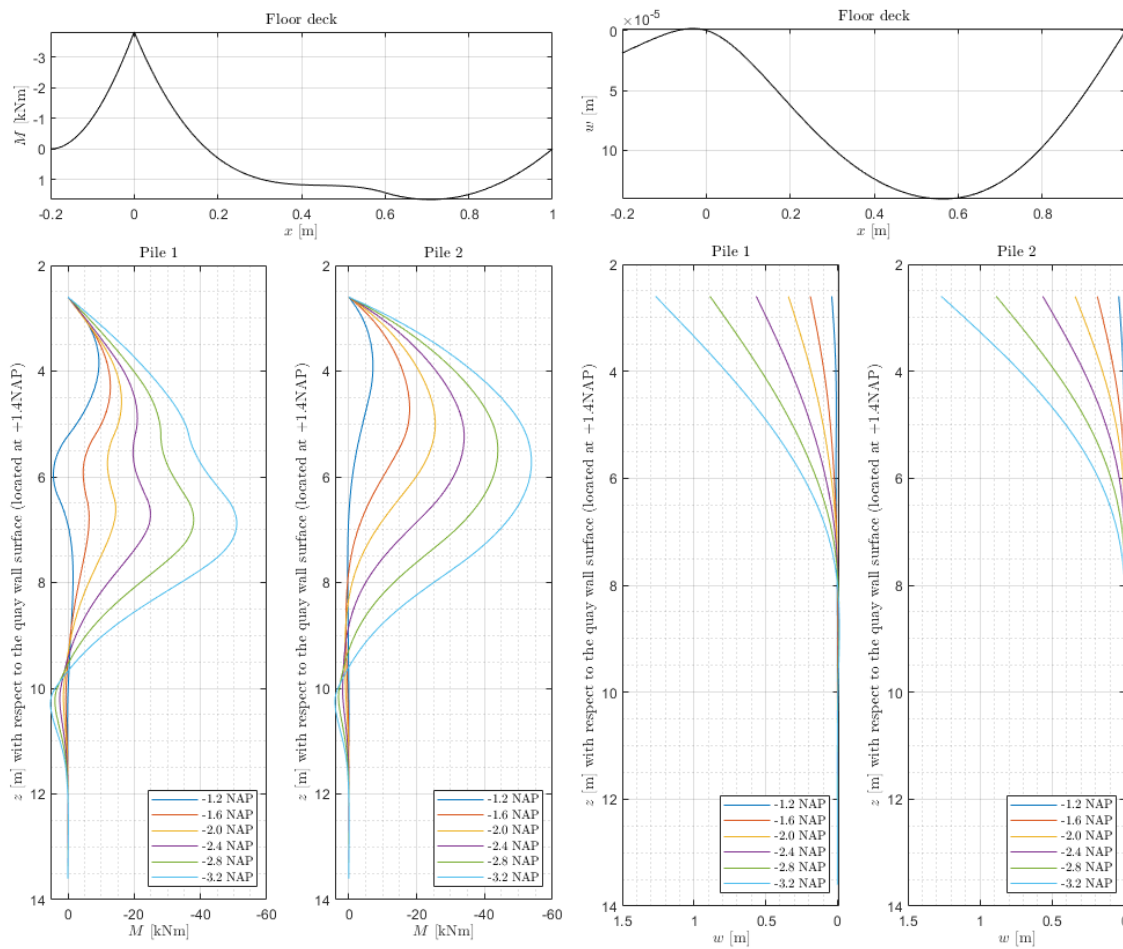
6.3.2 Resultaten berekeningen voor twee palenrijen

De resultaten van de berekeningen voor de opbouw met twee palenrijen zijn weergegeven in Figuur 6.10 (momenten dwarskrachten) en Figuur 6.11 (toename van de buigspanning in de beide palenrijen met de diepte van de grachtbodem). In deze laatste figuur is in de groene band ook de verwachte “best estimate” buigtreksterkte van het hout aangeduid, inclusief een onzekerheidsmarge voor een 5% boven/ondergrens. Hieruit blijkt dat vooral voor de achterste paalrij (rij 2) de kans op overschrijding van de maximale buigspanning in de paal sterk oploopt bij grachtdieptes (bij de kademuur) vanaf NAP -2 m voor de kleinere paaldiameters (0,2m) en vanaf NAP -3m voor de grotere diameters. Deze buigtreksterkte is geschat zonder dat rekening is gehouden met de effecten van lange duur en het effect van vocht. De buigtreksterkte van het hout van de palen kan nog worden vastgesteld door beproeving van één of enkele brokstukken van de palen.

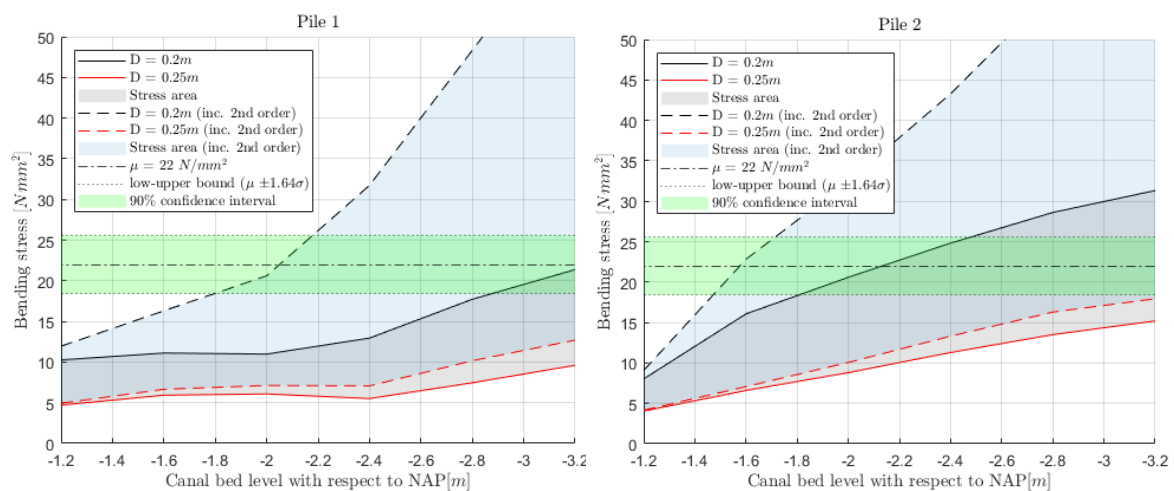
De gemeten maximale diepte in de gracht bedraagt NAP -3,3 m (niet direct naast de kade maar op circa 3 m afstand) (zie paragraaf 4.5). Aangenomen dat er een helling 1:3 richting de kademuur aanwezig is, is de vergelijkende diepte ongeveer NAP -2,3m. Aangezien we de ligging van de bodem direct naast de kade niet kennen, is hier een grote onzekerheidsmarge. Omdat in het model de palen een constante diameter hebben is enige interpolatie tussen de resultaten nodig. Een paal met kopdiameter van 0,25 m is op vijf meter diepte (4 meter onder de kop) al verminderd in diameter tot circa 0,21 m. Gemiddeld is er dan sprake van een diameter van 0,23 m.

Bij een geringe verdieping van de bodem (bijvoorbeeld tot NAP -2m) bewegen de palen richting de gracht met een horizontale verplaatsing tussen 0,07 m (diameter 0,25m) tot 0,35 m (diameter 0,2m). Dit kan de verklaring zijn voor de waargenomen initiële zakking van het straatniveau in februari 2020.

Het is volgens Figuur 6.11 waarschijnlijk bij verdere verdieping van de gracht voor de daadwerkelijke paaldiameters (0,23 m of kleiner) een buigspanning in de palen is opgetreden die groter is dan de theoretische bezwijkspanning, wat bijdrage aan het falen waarschijnlijk maakt.



Figuur 6.10 Momenten en vervormingen van de palen (0,2m) voor verschillende bodemliggingen (grachtzijde is links in de figuren). In deze berekening is de tweede orde krachswerking meegenomen. Let op: bij de grotere vervormingen is de kade bezweken; deze lijnen zijn dan ook niet reëel. Voor resultaten van de grotere diameters, zie Bijlage C.

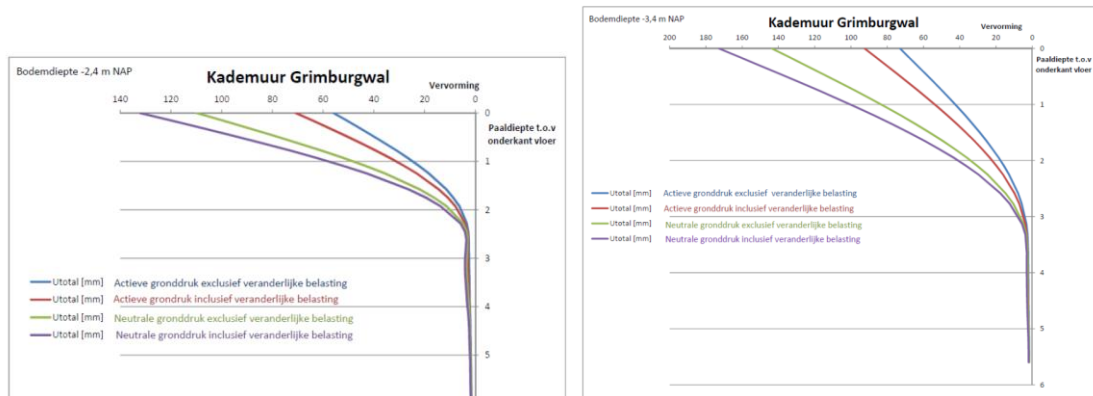


Figuur 6.11 Maximale buigspanningen de palen voor verschillende bodemliggingen en diameters vergeleken met de maximale buigspanning van het hout, inclusief 90% betrouwbaarheidsinterval. De aaneengesloten lijn geeft de eerste orde berekeningen weer. Gestippeld zijn de berekeningen die de tweede orde meenemen. De verhouding tussen de eerste en tweede orde lijnen is de 'vergrotings factor'.

SCIA berekening IBA

Er is door IBA [9] een berekening van de kade gemaakt met twee palen met verschillende gronddrukken en veranderlijke belastingen. Deze berekening is een BGT berekening conform de normale gangbare toetsaanpak van IBA. Het is dus geen verwachtingswaarde berekening maar is ter vergelijking met het in dit rapport gebruikte model toegepast.

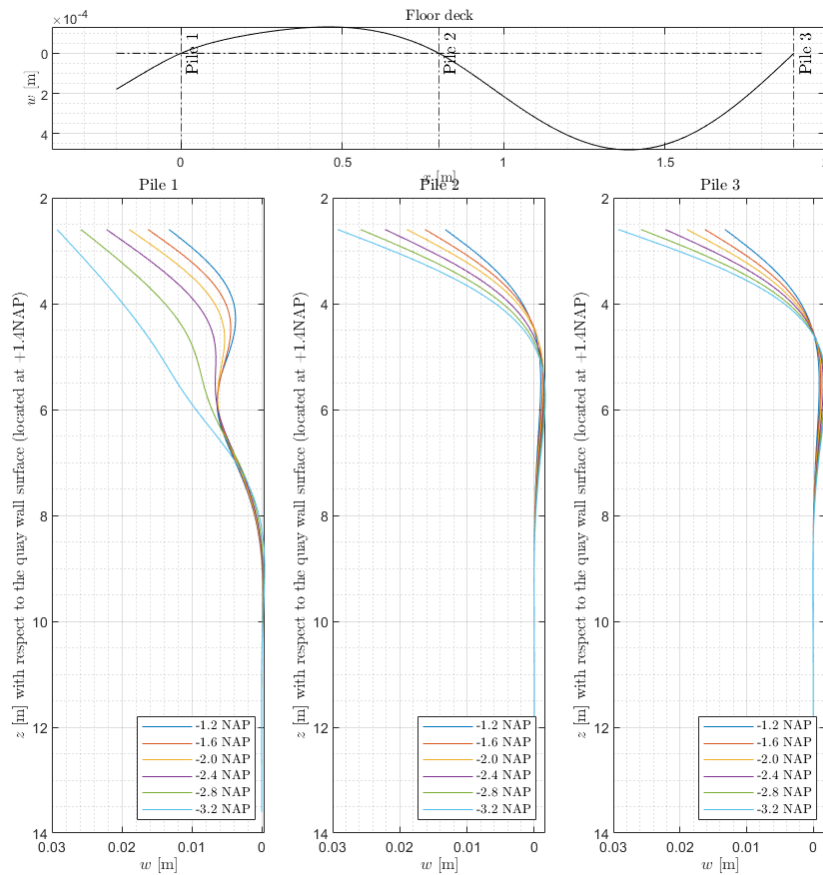
De vervorming van de palen is weergegeven in Figuur 6.12; welke beduidend lager is dan de hierboven gepresenteerde resultaten. De modellering volgens IBA wijkt op diverse punten af van het model in deze rapportage, waaronder in de gehanteerde elastische grondcondities bij IBA. De modellering volgens IBA houdt geen rekening met limitering van de horizontale geotechnische capaciteit, waardoor het verklaarbaar is dat de berekende verplaatsingen kleiner zijn. Het model dat gebruikt is in deze rapportage is realistischer op dit punt. Naar de precieze verschillen dient nog nader onderzoek te worden gedaan.



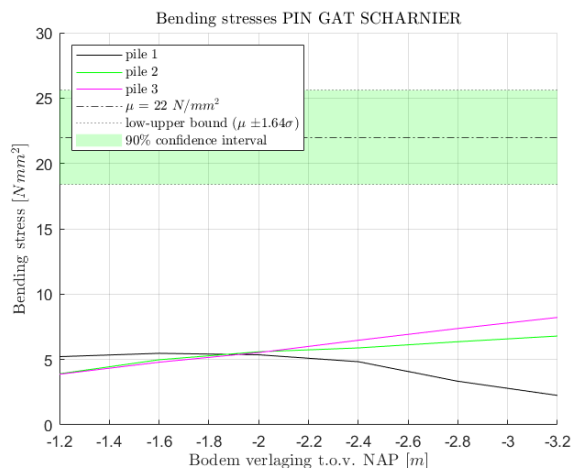
Figuur 6.12 Paalvervorming (in mm) volgens IBA [9] voor bodemdiepte NAP -2,4 m en NAP -3,4m

6.3.3 Resultaten berekeningen voor drie palenrijen

Voor de berekening met drie palenrijen voorkomen (zie paragraaf 4.2) zijn de berekeningen zoals in paragraaf 6.3.2 herhaald. De resultaten van de berekeningen voor de opbouw met drie palenrijen zijn weergegeven in Figuur 6.13.



Figuur 6.13 Vervormingen van de palen (0,2m) voor verschillende bodemliggingen (grachtzijde is links in de figuren) voor kade met drie palenrijen met scharnier tpv bovenkant paal



Figuur 6.14 Maximale buigspanningen de palen voor verschillende bodemliggingen en diameters vergeleken met de maximale buigspanning van het hout voor kade met drie palenrijen.

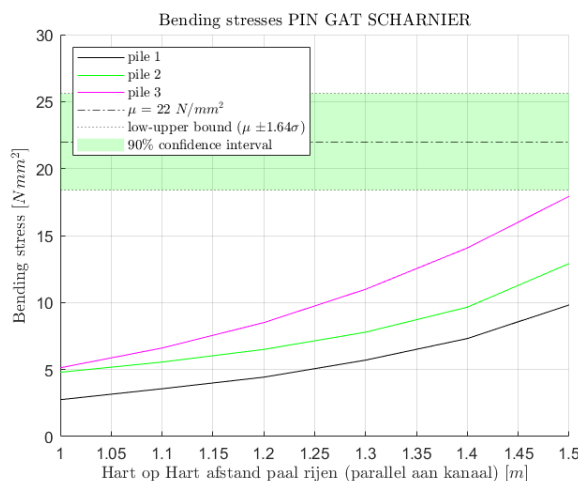
Bij een geringe verdieping van de bodem (bijvoorbeeld tot NAP -2m) bewegen de palen richting de gracht met een geringe horizontale verplaatsing circa 0,016 m (diameter 0,20m). Het is volgens Figuur 6.14 niet waarschijnlijk dat de aangetroffen verdieping van de gracht een buigspanning in de palen deed optreden die groter is dan de theoretische bezwijkspanning.

6.3.4 Gevoeligheidsanalyses

Naast deze berekening zijn ook enkele gevoeligheidsanalyses uitgevoerd voor de kade met drie palenrijen.

Hart op hart afstand palen in langs richting

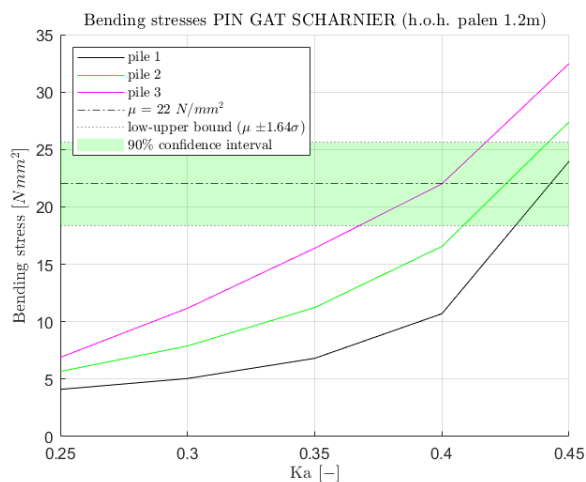
Allereerst wordt de gevoeligheid van de h.o.h. paal afstand in langs richting (parallel aan de gracht) geanalyseerd. De uitdieping van de eerste paal is tot NAP-3.2 aangenomen. De h.o.h. afstand die aangenomen is varieert tussen 1m en 1.5m. In de onderstaande figuur is de buigspanning voor elke paal uitgezet tegen de variatie in paal h.o.h. afstand. Te zien is dat de spanningen exponentieel toenemen met een vergroting van de paal afstand. Dit exponentiele karakter wordt versterkt door het tweede orde effect van de bovenbelasting op de paalrijen.



Figuur 6.15 Buigspanningen 3 palenrijen, Diameter 0,2 m, grotere hart op hart afstand

Actieve grond coëfficiënt druk achter kade muur

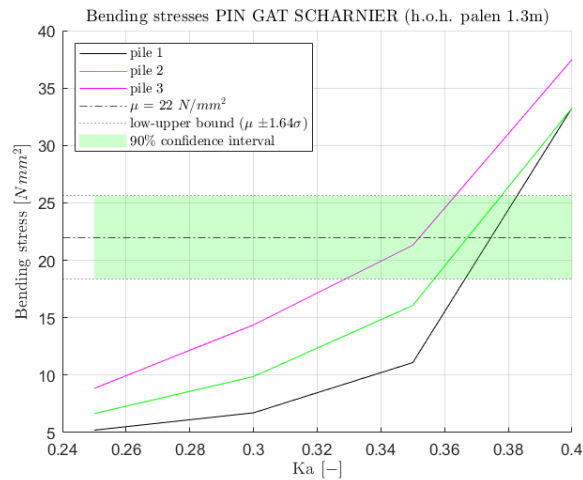
Aangezien de horizontale gronddruk achter de gewichtsmuur een grote onzekerheid kent, zal deze gevarieerd worden. De aangenomen 'actieve' grond druk varieert van 0.25 tot 0.5, wat overeenkomt met de maximale neutrale grond druk. Gezien de recente nieuwe bestratingen en het intrillen is het aanwezig zijn van een verhoogde actieve grond spanning aannemelijk, maar hoe groot deze precies was is niet vast te stellen. In de figuur is te zien dat ook hier een exponentiele toename aangetroffen wordt in de optredende buigspanningen.



Figuur 6.16 Buigspanningen 3 palenrijen, Diameter 0,2 m, grotere horizontale gronddruk

Combinatie grond actieve grond druk coëfficiënt + hart op hart afstand palen (1.3m)

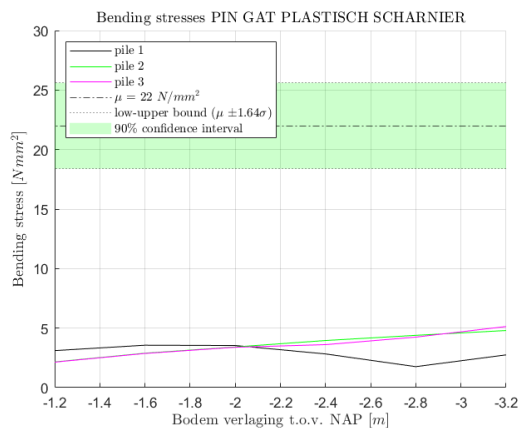
In deze sectie wordt gedemonstreerd hoe de exponentiële verbanden elkaar kunnen versterken (in dit geval een vergroting van de hart op hart afstand van palen in de langs richting naar 1.3 m) en dat de bovengrens van de toelaatbare buigtreksterkte wordt overschreden vanaf actieve grond spanningen rond de 0.35-0.4.



Figuur 6.17 Buigspanningen 3 palenrijen, Diameter 0,2 m, grotere horizontale gronddruk en 1,3 m hart op hart afstand

Aanwezigheid van plastisch scharnier tussen paal en vloer

In de eerdere berekeningen is de pin gat verbinding als scharnier aangenomen. In praktijk is dit niet het geval. Het maximaal plastisch scharnier dat kan ontstaan is grofweg geschat op $N \cdot e$ waarin N de normaalkracht is in de paal en e de excentriciteit van de normaalkracht m.r.t. het hart van de paal. Deze excentriciteit wordt geschat op $D/4$ waarin D de diameter van de paal is.



Figuur 6.18 Buigspanningen 3 palenrijen, Diameter 0,2 m, plastisch scharnier aangenomen

Paalplaatsing

Uit de analyse van MenA is gebleken dat er behoorlijk wat paal misstanden zijn. Indien de voorste paal bijvoorbeeld 10 cm te veel naar achteren is geplaatst, ontstaat er ook bij de constructie met drie palen een ongunstiger krachtwerking. Niet al deze opties zijn doorgerekend.

Uit de uitgevoerde gevoeligheidsanalyses blijkt dat bij een grotere hart op hart afstand in langsrichting van het kanaal (1,3 m zoals ook aangetroffen in het houtonderzoek) en/of grotere gronddruk de buigspanningen sterk toenemen en bij aanname van een plastisch scharnier aan de kop van de paal enigszins afnemen. De buigspanning neemt alleen toe tot in de groene bezwijkzone bij een combinatie van de hier genoemde factoren.

6.4 Paal draagvermogen axiaal

Voor mechanisme 3 zijn in deze paragraaf berekeningen van de draagkracht van de palen gemaakt voor een verticale belasting. Gezien de onzekerheid in het paalpuntniveau van de palen (zie hoofdstuk 2) is het denkbaar dat de palen al vanaf het begin een lagere draagkracht hebben. Dat de palen boven en niet in de eerste zandlaag staan is echter onwaarschijnlijk, omdat dan de kademuur waarschijnlijk al veel eerder zou zijn bezweken. Het is echter wel mogelijk dat de draagkracht van de palen laag is, doordat deze maar net in de eerste zandlaag komen.

Resultaten van DFoundations voor sonderingen S1, S2 en S3, met alle partiele factoren op 1,0.

Berekende paal draagkracht $R_{c,max}$ (zonder partiele veiligheidsfactoren, in kN) over de drie sonderingen:
Kopdiameter 0,2m, tapsheid 8 – 10 mm/m, punt diameter op paalpuntniveau, $D_{tip} = 0,1m$:
Kopdiameter 0,25m, tapsheid 8 – 10 mm/m, punt diameter op paalpuntniveau, $D_{tip} = 0,15m$:

Tabel 6-1 Berekende paal draagkracht $R_{c,max}$ (zonder partiele veiligheidsfactoren, in kN) over de drie sonderingen

ppn	D=0,2m / 0,1 m	D=0,25m / 0,15m
-12	67-88	94-122
-13	85-145	120-243

Bij de berekening van de draagkracht is vanaf het wadzand positieve kleef gerekend. Verder zijn de rekenfactoren voor 2016 van NEN toegepast.

De bezwijkwaarden (alle lagen positieve kleef) zijn als volgt:

Tabel 6-2 Berekende bezwijkwaarden (alle lagen positieve kleef) over de drie sonderingen

ppn	D=0,2m / 0,1 m	D=0,25m / 0,15m
-12	122-190	157-242
-13	150-217	191-271

Er is in de tabel 6.2 geen rekening gehouden met negatieve kleef als belasting.

De verticale belasting op de palen bedraagt bij een hart op hart afstand van circa 1 m (welke volgt uit de metingen van het hout) ongeveer 70 kN voor de voorste paal en een veel lagere waarde voor de 2^e paalrij. De negatieve kleef bedraagt circa 100 kN. Indien dit wordt meegenomen hebben de palen rekentechnisch niet voldoende capaciteit. De zakking van de paal bij een belasting van 70 kN aan de kop is echter gering als geen negatieve kleef aanwezig is.

Dit houdt in dat zelfs bij een kleine, korte paal van 11 m de zakking bij een paalkopbelasting van 70 kN klein zal zijn en in de orde van de zakking van de wadzandlaag (die we niet kennen maar kleiner is dan van het maaiveld). Het is niet ondenkbaar dat de palen door enige negatieve kleef door de jaren heen wat zijn gezakt, maar aangezien dit uit de InSar metingen in de periode 2009-2014 niet sterk blijkt lijkt een tekort aan axiaal draagvermogen geen aanleiding geweest voor het falen van de constructie.

De berekeningen voor deze en tussenliggende dieptes zijn weergegeven in Appendix F.

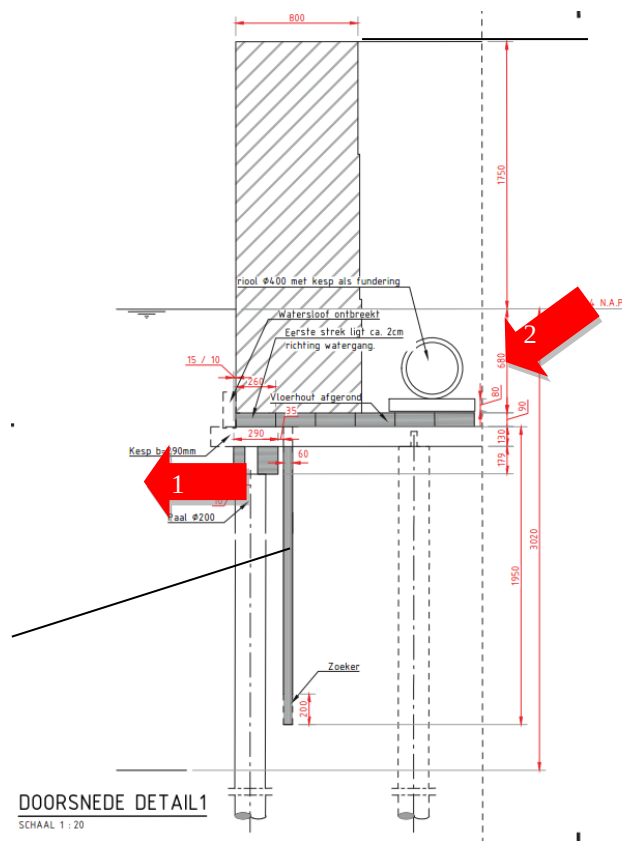
6.5 Vorming van gaten achter de wand – uitspoeling

In deze paragraaf is ter beoordeling van de waarschijnlijkheid van mechanisme 7 een inschatting gemaakt van de oorzaak van de vorming van de schades voorafgaand aan het instorten. Een van de eerste schades die is opgemerkt is het optreden van zakkingen in de bestrating in langsrichting, gevolgd door op optreden van gaten in het straatwerk. De zakkingen in langsrichting (Figuur 3.1) zijn te verklaren door de horizontale vervorming van de wand ten gevolge van de verdieping van de bodem (erosie).

Verder valt uit de InSar metingen op dat er zeer lokaal zakkingen van het straatwerk zijn gemeten van 60 mm over een periode van 2 jaar voorafgaand aan de instorting (zie paragraaf 4.4). De locatie van deze punten komt overeen met de positie van de HWA (zie paragraaf 3.2). Tot mei 2020 zijn geen grootschalige deformaties langs het bredere kadedeel gemeten, zoals die daarna wel optraden. Na mei 2020 is de kade sneller gaan bewegen. De

gaten in het straatwerk van augustus 2020 kunnen niet direct door deze vervormingen zijn ontstaan, maar mogelijk wel indirect. Omdat bekend is dat het riool en de aansluitingen daarvan niet vol met zand zaten, is het zand van onder het straatwerk niet daarheen gestroomd. Dit moet dus richting de gracht zijn gegaan, wat overeenkomt met de bubbels in het water zoals te zien in Figuur 3.4

Omdat onder de kade een damwand en een vloer aanwezig zijn, alsmede een ondoorlatende klei/veenlaag, is de vraag via welke route de gaten zijn ontstaan. Om uitstroom te verklaren is loskoppeling van de damwand, gaten in de damwand of het losraken van een deel van de damwandplanken nodig. Het aanbrengen van de nieuwe fundering van BG2 is zover bekend aan de binnenzijde van het pand uitgevoerd, en lijkt derhalve niet waarschijnlijk als oorzaak voor het ontstaan van gaten in de vloer.



Figuur 6.19 Zand uitstroom route

Andersom geredeneerd wordt het fysisch niet mogelijk geacht dat de uitstroom van het zand (bijvoorbeeld als de HWA door een andere oorzaak gebroken is dan vervorming van de kade) tot het horizontaal bezwijken van de kade zou hebben geleid. Een dergelijke uitstroom zou niet tot een grotere maar juist voor een kleinere horizontale belasting op de kade/palen hebben gezorgd.

Derhalve wordt geconstateerd dat de initiële uit het vlak vervorming van de kade bij scheur B door verlies van horizontale steun de primaire aanleiding is tot falen en het vormen van de verzakking in het straatwerk en de gebroken HWA een gevolg daarvan. De hevige regen voorafgaand aan de instorting kan dit proces hebben versneld.

Een samenvatting van de belangrijkste conclusies van dit hoofdstuk is gegeven in Hoofdstuk 7.

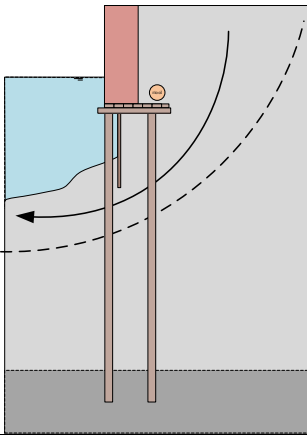
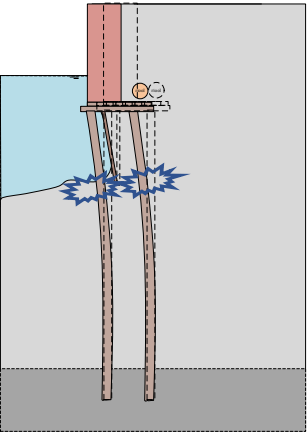
7 Maatgevende mechanismen

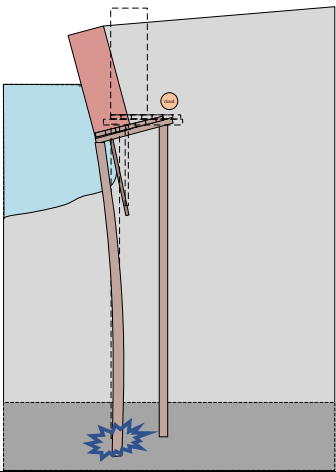
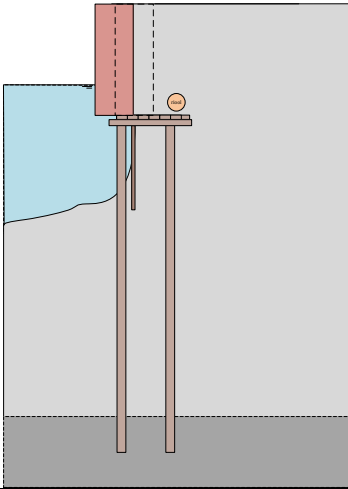
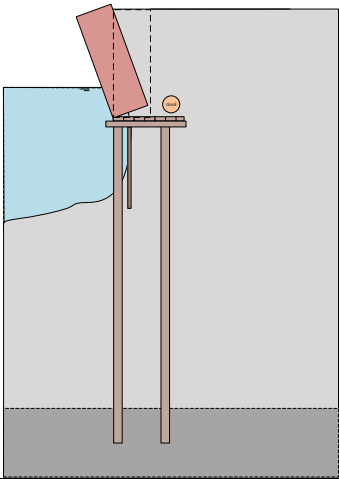
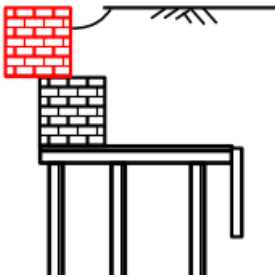
Op basis van voorgaande hoofdstukken worden in dit hoofdstuk de eerste twee onderzoeksvragen beantwoord:

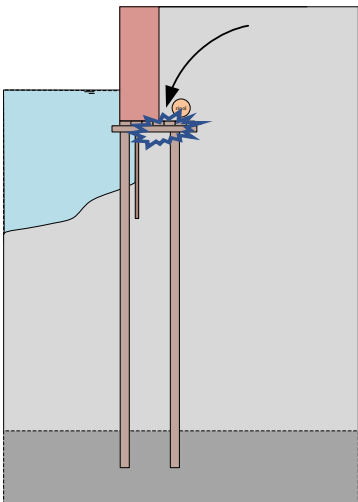
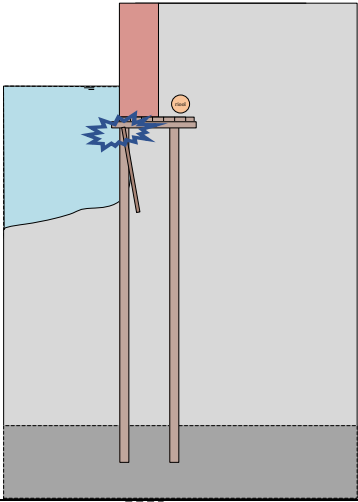
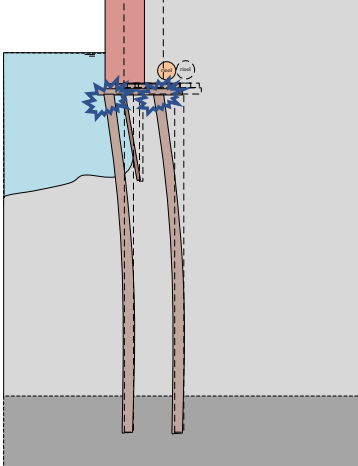
- Welke faalmechanisme(n) hebben significant bijgedragen aan het bezwijken van de Grimburgwal?
- Wat zijn de onderliggende oorzaken van deze mechanismen?

Voor wat betreft de faalmechanismen zijn onderstaand per mechanisme de ondersteunende feiten aangegeven voor het bijdragen aan het falen van de Grimburgwal. De inzichten die volgen uit de analyses in hoofdstuk 6 zijn hier samengevat.

Tabel 7-1 Overzicht mechanismen met bijdrage aan falen

nummer	beschrijving	pictogram	Bijgedragen aan falen?
1	Glijvlak hoog		Niet waarschijnlijk. Bezwijkmechanisme past niet bij shadebeeld Hoofdstuk 3.
2	Excessieve horizontale vervorming van de palen (incl. kruipvervorming grond en hout)		Waarschijnlijk primair. Significante bijdrage verwacht in geval van twee paalrijen, zie paragraaf 6.3, bij het gemeten bodemniveau wordt de sterkte van de palen overschreden. Past bij de aangetroffen bezweken paal. Bij drie paalrijen breken de palen niet door alleen de uitbuiging, maar diende de horizontale vervorming waarschijnlijk wel als initiator van bezwijken.

3	Falen van palen op verticaal draagvermogen		Mogelijk secundair, als aanvullende bijdrage na initiële vervorming en herverdeling van bovenbelasting, zie paragraaf 6.2
4	Falen schuifverbinding metselwerk muur en kespen / vlonder, met afschuiven muur		Niet waarschijnlijk. Niet aangetroffen in bezwijkmechanisme, zie paragraaf 6.1
5	Roteren en kantelen van de metselwerk muur		Mogelijk secundair, aanvullende bijdrage na initiële vervorming. Past voor Oostelijke deel niet met gebroken paal en kesp die zijn aangetroffen. Zie paragraaf 6.2. Westelijk deel is naar verwachting wel zo bezwiken doordat het het oostelijk deel volgt, zie paragraaf 3.3 en 3.4.
6	Bezwijken metselwerk door externe kracht (bvb aanvaring)		Mogelijk secundair. Uit paragraaf 6.1 blijkt dit mechanisme niet zelfstandig opgetreden. Mogelijk hebben aanvaringen een rol gespeeld bij het verzwakken van de wand.

7	Falen vlonder en kesp, met grondtransport		Waarschijnlijk secundair, verklaring voor het optreden van de sinkholes voorafgaand aan het bezwijken. Zie paragraaf 6.4.
8	Verbinding damwand met kesp / vlonder		Mogelijk secundair, als onderdeel van falen volgend, zie berekening in 6.3
9	Verbinding palen aan kesp		Niet waarschijnlijk, lijkt eerder een gevolg dan een oorzaak.

Het meest waarschijnlijk is dat mechanisme 2 het begin heeft gevormd van bezwijken. Dit past bij de opgetreden vervormingen vooraf aan de instorting. In combinatie met de mechanismen 5 t/m 7 is de wand daadwerkelijk bezwaken, waarbij mechanismen 3, 8 en 9 eveneens bijgedragen hebben of als gevolg van het falen mogelijk zijn opgetreden. De mate waarin deze mechanismen oorzaak of gevolg waren kan alleen bepaald worden als er uitsluitel zou zijn over de exacte opbouw (met twee of drie palen). Als op het smalste deel van de kade twee palen aanwezig waren kan in combinatie met de scheurvorming geen krachtenherverdeling meer plaatsvinden en is na horizontale uitbuiging de sterkte van de palen overschreden. In geval er overal drie palenrijen effectief aanwezig waren is dit mechanisme alleen niet voldoende als verklaring omdat deze dan

alleen kan optreden bij een meer extreme combinatie van hart op hart afstand (groter dan 1,3m), (kleiner dan 0,2m) paaldiameter en (hoger dan actieve) gronddruk of dus in combinatie met de genoemde mechanismen 5 t/m 7.

In de Rapid Assessment lijkt de volgende uitleg de tijdlijn van de opgetreden schades het beste te verklaren:

Tabel 7-2 Tijdlijn met verklaringen

Periode voor 2009	Zie Hoofdstuk 2, verder geen bijzonderheden, mogelijk wel al wat schade aan metselwerk door aanvaringen	geen direct verband met de instorting
2009-2014	Zakkingsnelheid langs de kade circa 0,5 -3,5 mm/jaar, kleine verschillen langs de kade. Zie Hoofdstuk 4.4.	
2014	Renovatie BG2, zakking circa 5-10 mm. Nauwelijks zakking van het pand ten gevolge van nieuwe fundering.	
2014-2019	Zakkingsnelheid langs de kade circa 0,5 -3,5 mm/jaar, kleine verschillen langs de kade, zakking circa 0,5 mm/jaar sneller dan voor 2014. Zie Hoofdstuk 4.4.	
Zomer 2019	Kortdurende versnelling zakking gemeten tussen mei 2019 en oktober 2019. Zie Hoofdstuk 4.4.	Vervormingen van de kade als gevolg van diepere bodemligging in de gracht (exacte ligging onbekend). Deze vervormingen verklaren de vorm van de zakking van het straatwerk zoals gezien in febr 2020. Mogelijk dat door weerseffecten (droogte) in combinatie met het functioneren van de HWA deze vervorming vooral in de zomer van 2019 is opgetreden zoals gemeten is.
februari 2020	Straatwerk vertoont verzakking (moment van de foto Figuur 3.1) Onbekend is hoe lang het straatwerk al zo erbij ligt.	
mei 2020	Herbestrating van het terrein tussen het pand en de kade met klein materieel. Begin versnelde zakking volgens InSar. Zie Hoofdstuk 4.4.	Het opnieuw aanleggen van het straatwerk in deze periode zorgt voor een versnelde zakking. De extra belasting (ook door trillingen) zorgt voor verdere vervorming van de kade. De bodemligging is inmiddels nabij NAP -3,3m zoals later gemeten is.
19 augustus 2020	Verzakkingen in het maaiveld geconstateerd nabij gevel.	
24 augustus	Verzakkingen verergeren tot sinkholes, zie Figuur 3.2	In deze periode is hernieuwd straatwerk gepleegd. Het lijkt waarschijnlijk dat door horizontale vervorming van de kade en de lage bodemligging een gat kan zijn ontstaan onder de vloer door richting de gracht. Hierdoor stroomt zand weg vanonder het nieuwe straatwerk. Het straatwerk zelf is waarschijnlijk de trigger (laatste duwtje) geweest voor de instorting.
24 – 28 augustus	Onderzoek naar sinkholes. Het open graven en vrij graven van de hemelwaterafvoer tot de verzamelput. Figuur 3.3.	HWA is waarschijnlijk geknapt door vervorming van de kade. Bezwijken wordt ingezet volgens de stappen uit Hoofdstuk 3.
1 september	Er stond op 1 september een camera-inspectie van het HWA gepland. Om 12:30 bezwijkt een deel van de kade, Zie Figuur 3.4 en Figuur 3.5.	

Voor wat betreft de invloedsfactoren is in onderstaande tabellen aangegeven welke factoren waarschijnlijk hebben bijgedragen aan de instorting en in welke mate:

Tabel 7-3 Factoren sterkte

Factoren sterkte	Bijdrage aan instorting
veranderingen aangebracht aan de kade in de loop van de tijd	
Ophoging	niet waarschijnlijk
Restaurant / houten constructie	
Smalspoor op de kade 1908	
Houten brug aangebracht en weer verwijderd	
Oude kade op zelfde locatie, kruisend	
verlies aan integriteit metselwerk	
Aanvaringen	zichtbare schade zie Figuur 4.10, heeft mogelijk verzwakking gecreëerd. Het vermogen van de kademuur om belasting te spreiden in lengterichting en/of bij lokaal lagere bodemligging weerstand te ontleen aan naburige secties is hierdoor afgenomen.
Kreeften	geen (significante) bijdrage
Boren leuning	
Degradatie door zoutindringing, spalling	
Toevoeging van vocht in het metselwerk door aanbrengen houten beschermbeugels	
invloed van degradatie van houten onderdelen.	
Schuifhout	Geen aanwijzingen hiervoor gevonden bij visuele inspectie van het hout; aantastingsonderzoek nog niet uitgevoerd.
Houten palen	
Kespen	
Damwand	

Tabel 7-4 Factoren belasting

Factoren belasting	Bijdrage aan instorting
Te grote waterdiepte	Grote bijdrage
Erosie bodem; minder horizontale en ook verticale draagkracht	
Te grote bovenbelastingen aanwezig op het moment van bezwijken	geen bijdrage
Bovenbelasting op de kade	geen bijdrage
Hogere waterstand achter de kade	niet onderzocht
Golfbelasting van schepen	niet onderzocht, niet waarschijnlijk
Afwijkende hydraulische omstandigheden: droogte, regen, stroming	lijkt niet heel afwijkend van andere zomers, hevige regen voorafgaand van de instorting kan uitspoeling nadat deze gestart was hebben versneld.
Erosie uit HWA/Riool	geen bijdrage
Impact aanbrengen nieuwe fundering gebouw BG2	geen aanwijzingen voor significante bijdrage
Effecten van werkzaamheden aan riolering, bestrating, gracht, of overig	extra belasting heeft als trigger gewerkt voor vervorming
Trillingen, Compactie grond door intrillen.	
bolting/tonronde straatwerk; hierdoor ontstaat horizontale kracht op de wand	
waterdicht maken aan achterzijde kade oostelijk van BG2	onbekend, naar verwachting beperkt of geen

Beantwoording vraag 1: Welke faalmechanisme(n) hebben significant bijgedragen aan het bezwijken van de Grimburgwal?

De Grimburgwal kade is in september 2020 in verschillende fasen bezweken. Als eerste was er sprake van een horizontale vervorming van de kade en enige dagen voor bezwijken zijn gaten in het straatwerk aangetroffen. De kade is daarna via een verticale vervorming losgeraakt en uit het vlak richting de gracht gevallen. Hierbij is een sectie van circa 25 m geheel onder water verdwenen. Het bezwijken is aan het oostelijke deel begonnen. Het westelijke deel is als gevolg daarvan meegetrokken en gekanteld.

Als belangrijkste faalmechanisme is opgetreden een horizontale buigvervorming van de houten paalfundering gevolgd door het breken van de houten palen. De vervorming is het gevolg van een lokaal diepere bodemligging van de gracht. Deze verklaring berust op de verwachting dat er in elk geval onder een gedeelte van de kade slechts twee palenrijen achter elkaar aanwezig waren dan wel effectief functioneerden. Dit is conform het bestek, de duikinspectie en is tevens aannemelijk gezien de zeer korte afstand van de kade tot het pand BG2. Door bestaande scheurvorming was de mogelijkheid tot herverdeling van de krachten langs de kade in langsrichting verminderd, waardoor de sterkere delen (met wél drie palenrijen) niet meer in staat waren de belasting over te nemen. De analyses zijn uitgevoerd met als aanname een ongedegreerde houtsterkte. De sterkte van het hout was nog niet vastgesteld bij publicatie van dit rapport.

Beantwoording vraag 2: Wat zijn de onderliggende oorzaken van deze mechanismen?

De oorzaak van de diepere bodemligging is in dit onderzoek niet onderzocht. Naar alle waarschijnlijkheid is het draaien van de boten een logische oorzaak hiervoor, omdat de instorting precies nabij het draaipunt voor brug 201 heeft plaatsgevonden. Het is waargenomen dat de diepte van de gracht in de richting van de brug toeneemt en daarna weer afneemt. De herhaaldelijke aanvaringen hebben de kade verzwakt, wat mogelijk verklaart waarom deze precies op de plaats van de schade als eerste is gescheurd. Tevens is dit het smalste deel van de kade, met mogelijk slechts twee palenrijen. Er lijkt geen sprake van belangrijke mate van aantasting van het hout (op basis van inspecties). De trigger (het laatste duwtje) voor de instorting is waarschijnlijk het vernieuwen van het straatwerk geweest van (eerst mei en later) augustus 2020. Het straatwerk zorgt voor een extra belasting op de kade. Dit straatwerk was nodig als gevolg van de reeds opgetreden kadevervorming. De bijdrage van de grondwaterstroming en eventuele droogte/regen is niet bekend, doch kan een rol hebben gespeeld in combinatie met de al opgetreden vervorming en ontstane lekweg van achter de kade richting de gracht voor de vorming van de gaten in het straatwerk. De gebroken hemelwaterafvoer is zeer waarschijnlijk een gevolg en geen oorzaak van de instorting.

8 Beheersmaatregelen

8.1 Representativiteit kade GBW voor areaal binnenstad Amsterdam

Een vergelijking is gemaakt van de Grimborgwalkade met het areaal. De gebruikelijke waarden zijn weergegeven in Tabel 8-1.

Tabel 8-1 Gebruikelijke waarden Amsterdams areaal kademuren

Metselwerk wand				Fundering [hout]				
Bovenkant [m.. NAP]	Onderkant [m.. NAP]	Hoogte [m]	Dikte wand [m]	Lengte vloer [m]	Aantal palen [stuks]	H.o.h kespen [m]	Diameter palen	H.o.h Palen
+0,40	-0,90	1,30	0,55	2,50	3	1,00	180	1,00
+0,70	-0,90	1,60	0,66	2,75	3	1,00	180	1,00
+1,00	-0,90	1,90	0,77	3,25	4	1,00	190	1,00
+1,30	-0,90	2,20	0,88	3,50	4	1,00	190	1,00
+1,70	-0,90	2,60	0,99	4,00	5	1,00	210	1,00
+2,00	-0,90	2,90	1,10	4,30	5	1,00	210	1,00
+2,30	-0,90	3,20	1,21	4,75	5	1,00	230	1,00
+2,60	-0,90	3,50	1,45	4,75	5	1,00	230	1,00

Bij de GBW is het maaiveld aangetroffen op NAP +1,44m. Meestal staan de palen hoh 0,8 tot 1,3 m, de variatie hierin is vrij groot. De onderkant van de kade is aangetroffen op NAP -1,0m. De dikte van het metselwerk is 0,9 m. Dit komt allemaal overeen met de gemiddelde resultaten zoals aangetroffen in het areaal.

Het is niet duidelijk of de kade over de gehele lengte dezelfde doorsnede had. In de doorsnede van Baars Cipro [4] en het bestek zijn twee palen aangetroffen. De fundering volgens [4] en het bestek gaat uit van een vloer van 1,5m lengte. Volgens de reconstructie van Monumenten en Archeologie [15] is een vloer van 2,3 m tot 2,8 m aangetroffen met drie palen, wat beter overeenkomt met de rest van het areaal. Op het smalste stuk van de kade is echter nauwelijks ruimte voor drie palen. Het lijkt erop dat grotendeels de kade niet afwijkt van het areaal, maar of dat op het essentiële, als eerste bezweken deel ook zo is (ter plaatse van de kruising met de oude kade en het dichtbij gelegen gebouw) blijft tot op heden onbekend. Een kade met twee palen is wel sterk afwijkend van het gebruikelijke areaal.

De paaldiameters volgens bestek zijn groter, maar volgens de gegevensverzameling ongeveer gelijk aan wat gebruikelijk is voor kades in de rest van de binnenstad van Amsterdam.

Niet weergegeven in de tabel is de positie van het onderloopscherm. In geval van de GBW is het scherm vrij ver naar voren geplaatst (direct na paalrij 1), terwijl deze wand meestal (maar niet altijd) meer naar het einde van de kade staat. De positie van deze wand heeft invloed op de krachswerking. Het is echter waarschijnlijk lastig deze positie te achterhalen voor alle kades.

Op basis van hetgeen hierboven is vermeld kan worden gesteld dat maatregelen die voor de Grimborgwal worden aanbevolen (zie volgende paragraaf) ook voor overige kades van toepassing zijn.

8.2 Maatregelen op basis van GBW

Beantwoording vraag 3: Op welke manier zijn de resultaten van dit onderzoek in te zetten voor beoordeling van de veiligheid en het nemen van maatregelen voor de overige kademuren in Amsterdam?

Geometrie kade en bodemligging gracht

Uit deze Rapid Assessment is gebleken dat de geometrie van de kade een belangrijke bijdrage heeft gespeeld in de gevoeligheid van de kade voor ontgronding/verdieping van de gracht. Door de combinatie van een kade die mogelijk op twee palen en zeker deels op drie palen rust is een uitspraak over de representativiteit van deze kade niet met volledige zekerheid te doen. De kade had volgens MenA sowieso een wat afwijkende opbouw en een kade(deel) met twee palen is zelfs sterk afwijkend van het gebruikelijke areaal. Op basis van de bij vraag 1 en 2 beschreven mechanismen en oorzaken die ook voor de kade met drie palen gelden, kan desondanks worden gesteld dat maatregelen die voor de Grimborgwal worden aanbevolen ook voor overige kades van toepassing zijn.

Hieruit volgen de volgende mogelijke maatregelen/vervolgacties:

- Het is zinvol om een controle uit te voeren op de waterdiepte en ontgrondingen, vooral op routes van scheepvaart, maar in principe overall. Er kunnen dan maatregelen genomen worden bij een te grote diepgang. De gevoeligheid voor deze diepgang is bij kades met drie (of meer) palenrijen wel veel geringer dan bij twee palenrijen.
- Controle of er kades met korte kespen / vloerconstructies zijn en slechts twee palenrijen. Deze zijn kwetsbaarder dan de constructies met meer rijen palen. Deze kades kunnen met voorrang worden getoetst en zonodig versterkt.
- Van de GBW zijn in het historisch onderzoek belangrijke gegevens beschikbaar gekomen. Dit onderzoek wordt als waardevol gezien en kan waar gegevens zoals bestekken aanwezig zijn een belangrijke input leveren voor het bovenstaande punt. De controle van deze gegevens in de praktijk is echter nog een aanbeveling.

Indicatoren voor falen

In de GBW waren schades (en mogelijk ook lichte scheuren) aanwezig. Deze waren naar verwachting niet de directe oorzaak van de instorting maar deze heeft de herverdelingsmogelijkheid van de kade verminderd. Aanbevolen wordt om locaties met aanvaarschades met voorrang te onderzoeken en eventueel te herstellen/versterken.

Een andere indicator voor falen is de horizontale vervorming van de kade. Deze leidt tot zetting achter de wand op straatniveau. Dit is bij de GBW duidelijk het geval geweest getuige de foto's van februari 2020. Een mogelijke maatregel is derhalve om meer aandacht te besteden aan zettingen achter de kades. Een dergelijke zetting kan duiden op het horizontaal vervormen van de kade. Dit kan bijvoorbeeld door een registratie/meldingssysteem op te zetten voor het optreden van verzakkingen aan de kades/het straatwerk. Ook problemen met leidingen, riolering of HWA's achter de kades kunnen hierin worden opgenomen. Deze zijn vaak mogelijk een indicator van beweging van de kade en niet altijd een oorzaak ervan. Als er een opdracht tot herstraten wordt gegeven dient altijd EERST een analyse van de oorzaak van de verzakking te worden gemaakt die het gedrag van de kade meeneemt. Dit kan ook voorkomen dat herstraatwerk tot vergroting van de belasting op de kade leidt.

De zakking van de kade blijkt ook aantoonbaar in de InSar metingen van de GBW over de periode vanaf april/mei 2020. Dit zegt echter nog niet dat precies bekend is bij welke zakking (snelheid) een kade instabiel wordt. Aanbevolen wordt meer metingen uit te voeren (liefst horizontaal aan de kades maar ook verticaal) en om de relatie van de vervorming met mogelijk falen te onderzoeken (dit moet vooral numeriek of experimenteel). Analyse van de zakkingen van de kades met Insarmetingen kan helpen om andere "hotspots" in kaart te brengen. Dit kan door middel van analyse van de (PS lage) punten op de kade en voor de kades waar dat mogelijk is ook van de horizontale verplaatsingen. Door middel van nadere analyses dient te worden vastgesteld welke grenswaarden een indicatie voor falen geven. Het effect van bijvoorbeeld werkzaamheden of droogte op de zakkingen in de stad dient hierbij te worden onderscheiden.

Invloed van factoren

In het onderzoek van de GBW is gebleken dat er veel factoren mogelijk een bijdrage hebben geleverd aan het falen. Enkele daarvan konden niet worden uitgesloten maar zijn ook niet bevestigd. Dit geeft wel aan dat

bepaalde zaken nog nader onderzocht kunnen worden. Aan de GBW was een oude kade aanwezig die de huidige kade kruiste nabij de locatie van bezwijken. Ook voor andere kades zijn dergelijke vervangingen gangbaar geweest. De exacte samenstelling van de kade op het punt van bezwijken (met twee of drie palen) is ook niet geheel zeker, ondanks diverse inspanningen hier duidelijkheid over te krijgen. Nader onderzoek naar de (invloed van de) opbouw van bestaande kades, zowel archeologisch als modelmatig wordt sterk aanbevolen.

Input en methoden voor toetsingen

Als input voor de toetsingen zijn naast de geometrie (afmetingen, aantal palen, dikte en hoogte metselwerk, lengte vloer etc) en de belastingen ook de mate van aantasting van de palen van belang. Voor de GBW lijkt dit een beperkte invloed te hebben gehad, maar dit kan voor andere kades niet uitgesloten worden.

Het is in dit onderzoek goed mogelijk gebleken met verschillende rekenmethoden een indruk te krijgen van de stabiliteit van de kade. Doorontwikkeling en validatie van modellen voor gecombineerde berekening van de gehele constructie (vloer, metselwerk, palen) is nodig, omdat deze geen gemeengoed zijn.

Verkeersbelasting

Op basis van de GBW analyse kan over bepaalde mogelijke maatregelen geen uitspraak worden gedaan. Omdat geen verkeer op de GBW aanwezig was, kan dit niet hebben bijgedragen aan falen. Aanbevolen wordt een rekenkundige studie te doen naar de invloed van de verkeersbelasting bovenop de hierboven genoemde andere factoren.

9 Conclusies en aanbevelingen

9.1 Conclusies

In dit rapport is via een forensic engineering aanpak een eerste analyse gegeven (rapid assessment, RA) van het bezwijken van de Grimborgwal (GBW) op 1 september 2020. Het doel van het onderzoek is om te achterhalen welke lessen zijn te leren van het bezwijken van de Grimborgwal voor de overige kades in Amsterdam. Op basis van een historisch en archief onderzoek zijn door de gemeente Amsterdam veel gegevens aangeleverd. Daarnaast zijn door het team van de RA gegevens verzameld en geordend. Als derde stap zijn faalmechanismen opgesteld en daarna via analyses en berekeningen gewogen op waarschijnlijkheid.

Meerdere oorzaken zijn onderzocht zowel met betrekking tot eventueel verlies van sterkte van de kade als met betrekking tot een mogelijk hogere belasting dan voorheen. Het doel van deze rapportage is niet om juridische uitspraken te doen, maar om technische kennis op te doen over de condities waaronder falen bewezen is opgetreden en de sterkte van de kademuur werd overschreden. Dit levert belangrijke informatie die na deze RA ook in andere kademuur beoordelingen kan worden ingezet.

De volgende onderzoeksvragen zijn in dit onderzoek beantwoord op basis van de in dit rapport gepresenteerde informatie. Hierbij dient te worden aangegeven dat veel duidelijk is geworden maar dat ook nog gegevens ontbreken. Verder zijn alleen analyses uitgevoerd die in deze fase van Rapid Assessment konden worden uitgevoerd. Op basis hiervan is de beantwoording van de vragen als volgt:

Beantwoording vraag 1: Welke faalmechanisme(n) hebben significant bijgedragen aan het bezwijken van de Grimborgwal?

De Grimborgwal kade is in september 2020 in verschillende fasen bezweken. Als eerste was er sprake van een horizontale vervorming van de kade en enige dagen voor bezwijken zijn gaten in het straatwerk aangetroffen. De kade is daarna via een verticale vervorming losgeraakt en uit het vlak richting de gracht gevallen. Hierbij is een sectie van circa 25 m geheel onder water verdwenen. Het bezwijken is aan het oostelijke deel begonnen. Het westelijke deel is als gevolg daarvan meegetrokken en gekanteld.

Als belangrijkste faalmechanisme is opgetreden een horizontale buigvervorming van de houten paalfundering gevolgd door het breken van de houten palen. De vervorming is het gevolg van een lokaal diepere bodemligging van de gracht. Deze verklaring berust op de verwachting dat er in elk geval onder een gedeelte van de kade slechts twee palenrijen achter elkaar aanwezig waren dan wel effectief functioneerden. Dit is conform het bestek, de duikinspectie en is tevens aannemelijk gezien de zeer korte afstand van de kade tot het pand BG2. Door bestaande scheurvorming was de mogelijkheid tot herverdeling van de krachten langs de kade in langsrichting verminderd, waardoor de sterkere delen (met wel drie palenrijen) niet meer in staat waren de belasting over te nemen. De analyses zijn uitgevoerd met als aanname een ongedegradeerde houtsterkte. De sterkte van het hout was nog niet vastgesteld bij publicatie van dit rapport.

Beantwoording vraag 2: Wat zijn de onderliggende oorzaken van deze mechanismen?

De oorzaak van de diepere bodemligging is in dit onderzoek niet onderzocht. Naar alle waarschijnlijkheid is het draaien van de boten een logische oorzaak hiervoor, omdat de instorting precies nabij het draaipunt voor brug 201 heeft plaatsgevonden. Het is waargenomen dat de diepte van de gracht in de richting van de brug toeneemt en daarna weer afneemt. De herhaaldelijke aanvaringen hebben de kade verzwakt, wat mogelijk verklaart waarom deze precies op de plaats van de schade als eerste is gescheurd. Tevens is dit het smalste deel van de kade, met mogelijk slechts twee palenrijen. Er lijkt geen sprake van belangrijke mate van aantasting van het hout (op basis van inspecties). De trigger (het laatste duwtje) voor de instorting is waarschijnlijk het vernieuwen van het straatwerk geweest van (eerst mei en later) augustus 2020. Het straatwerk zorgt voor een extra belasting op de kade. Dit straatwerk was nodig als gevolg van de reeds opgetreden kadevervorming. De bijdrage van de grondwaterstroming en eventuele droogte/regen is niet bekend, doch kan een rol hebben gespeeld in combinatie met de al opgetreden vervorming en ontstane lekweg van achter de kade richting de gracht voor de vorming van de gaten in het straatwerk. De gebroken hemelwaterafvoer is zeer waarschijnlijk een gevolg en geen oorzaak van de instorting.

Beantwoording vraag 3: Op welke manier zijn de resultaten van dit onderzoek in te zetten voor beoordeling van de veiligheid en het nemen van maatregelen voor de overige kademuren in Amsterdam?

Geometrie kade en bodemligging gracht

Uit deze Rapid Assessment is gebleken dat de geometrie van de kade een belangrijke bijdrage heeft gespeeld in de gevoeligheid van de kade voor ontgronding/verdieping van de gracht. Door de combinatie van een kade die mogelijk op twee palen en zeker deels op drie palen rust is een uitspraak over de representativiteit van deze kade niet met volledige zekerheid te doen. De kade had volgens MenA sowieso een wat afwijkende opbouw en een kade(deel) met twee palen is zelfs sterk afwijkend van het gebruikelijke areaal. Op basis van de bij vraag 1 en 2 beschreven mechanismen en oorzaken die ook voor de kade met drie palen gelden, kan desondanks worden gesteld dat maatregelen die voor de Grimborgwal worden aanbevolen ook voor overige kades van toepassing zijn.

Hieruit volgen de volgende mogelijke maatregelen/vervolgacties:

- Het is zinvol om een controle uit te voeren op de waterdiepte, vooral op routes van scheepvaart, maar in principe overall. Er kunnen dan maatregelen genomen worden bij een te grote diepgang. De gevoeligheid voor deze diepgang is bij kades met drie (of meer) palenrijen wel veel geringer dan bij twee palenrijen.
- Controle of er (kades met korte kespen / vloerconstructies zijn en slechts twee palenrijen. Deze zijn kwetsbaarder dan de constructies met meer rijen palen. Deze kades kunnen met voorrang worden getoetst en zonodig versterkt.
- Van de GBW zijn in het historisch onderzoek belangrijke gegevens beschikbaar gekomen. Dit onderzoek wordt als waardevol gezien en kan waar gegevens zoals bestekken aanwezig zijn een belangrijke input leveren voor het bovenstaande punt. De controle van deze gegevens in de praktijk is echter nog een aanbeveling.

Indicatoren voor falen

In de GBW waren schades (en mogelijk ook lichte scheuren) aanwezig. Deze waren naar verwachting niet de directe oorzaak van de instorting maar deze heeft de herverdelingsmogelijkheid van de kade verminderd. Aanbevolen wordt om locaties met aanvaarschades met voorrang te onderzoeken en eventueel te herstellen/versterken.

Een andere indicator voor falen is de horizontale vervorming van de kade. Deze leidt tot zetting achter de wand op straatniveau. Dit is bij de GBW duidelijk het geval geweest getuige de foto's van februari 2020. Een mogelijke maatregel is derhalve om meer aandacht te besteden aan zettingen achter de kades. Een dergelijke zetting kan duiden op het horizontaal vervormen van de kade. Dit kan bijvoorbeeld door een registratie/meldingssysteem op te zetten voor het optreden van verzakkingen aan de kades/het straatwerk. Ook problemen met leidingen, riolering of HWA's achter de kades kunnen hierin worden opgenomen. Deze zijn vaak mogelijk een indicator van beweging van de kade en niet altijd een oorzaak ervan. Als er een opdracht tot herstraten wordt gegeven dient altijd EERST een analyse van de oorzaak van de verzakking te worden gemaakt die het gedrag van de kade meeneemt. Dit kan ook voorkomen dat herstraatwerk tot vergroting van de belasting op de kade leidt.

De zakking van de kade blijkt ook aantoonbaar in de InSar metingen van de GBW over de periode vanaf april/mei 2020. Dit zegt echter nog niet dat precies bekend is bij welke zakking (snelheid) een kade instabiel wordt. Aanbevolen wordt meer metingen uit te voeren (liefst horizontaal aan de kades maar ook verticaal) en om de relatie van de vervorming met mogelijk falen te onderzoeken (dit moet vooral numeriek of experimenteel). Analyse van de zakkingen van de kades met Insarmetingen kan helpen om andere "hotspots" in kaart te brengen. Dit kan door middel van analyse van de (PS lage) punten op de kade en voor de kades waar dat mogelijk is ook van de horizontale verplaatsingen. Door middel van nadere analyses dient te worden vastgesteld welke grenswaarden een indicatie voor falen geven. Het effect van bijvoorbeeld werkzaamheden of droogte op de zakkingen in de stad dient hierbij te worden onderscheiden.

Invloed van factoren

In het onderzoek van de GBW is gebleken dat er veel factoren mogelijk een bijdrage hebben geleverd aan het falen. Enkele daarvan konden niet worden uitgesloten maar zijn ook niet bevestigd. Dit geeft wel aan dat bepaalde zaken nog nader onderzocht kunnen worden. Aan de GBW was een oude kade aanwezig die de huidige kade kruiste nabij de locatie van bezwijken. Ook voor andere kades zijn dergelijke vervangingen gangbaar geweest. De exacte samenstelling van de kade op het punt van bezwijken (met twee of drie palen) is

ook niet geheel zeker, ondanks diverse inspanningen hier duidelijkheid over te krijgen. Nader onderzoek naar de (invloed van de) opbouw van bestaande kades, zowel archeologisch als modelmatig wordt sterk aanbevolen.

Input en methoden voor toetsingen

Als input voor de toetsingen zijn naast de geometrie (afmetingen, aantal palen, dikte en hoogte metselwerk, lengte vloer etc) en de belastingen ook de mate van aantasting van de palen van belang. Voor de GBW lijkt dit een beperkte invloed te hebben gehad, maar dit kan voor andere kades niet uitgesloten worden.

Het is in dit onderzoek goed mogelijk gebleken met verschillende rekenmethoden een indruk te krijgen van de stabiliteit van de kade. Doorontwikkeling en validatie van modellen voor gecombineerde berekening van de gehele constructie (vloer, metselwerk, palen) is nodig, omdat deze geen gemeengoed zijn. De verschillen tussen de door TUD gehanteerde rekenmethode en de standaard toetsmethode van IBA dienen ook onderzocht te worden.

Verkeersbelasting

Op basis van de GBW analyse kan over bepaalde mogelijke maatregelen geen uitspraak worden gedaan. Omdat geen verkeer op de GBW aanwezig was, kan dit niet hebben bijgedragen aan falen. Aanbevolen wordt een rekenkundige studie te doen naar de invloed van de verkeersbelasting bovenop de hierboven genoemde andere factoren.

9.2 Aanbevelingen voor vervolgonderzoek

Voor het beoordelen van de actuele stabiliteit van bestaande kades zijn in dit onderzoek enkele belangrijke invloedsfactoren aangeduid. De variaties die aanwezig zijn in het areaal in geometrie, ondergrond, belastingen en gebruik nopen tot verdergaande analyses op de meest waarschijnlijke faalmechanismen. Hiermee kan de waarschijnlijkheid van dergelijke mechanismen danwel de effectiviteit van maatregelen worden beoordeeld door middel van gevoeligheidsanalyses.

Door het uitvoeren van proeven kan de sterkte/mechanische eigenschappen van het metselwerk en het hout van de kade worden onderzocht. De aanpak hiervoor voor metselwerk is beschreven in [20], [21] en [22]. Voor hout loopt een dergelijk onderzoek al. Ook de mechanische eigenschappen van de paal-kesp verbinding kan worden onderzocht. Materiaal vanuit de Grimborgwal of anders kades kan hiervoor worden gebruikt.

Het uitvoeren van een schaal of full scale proef voor de verschillende faalmechanismen ondersteunt de ontwikkeling en validatie van rekenmodellen voor de kadeconstructies als geheel.

Monitoring van deformatie van kades in combinatie met meting van de diepte van de grachten kan, gekoppeld aan standaardberekeningen en kadetypen, inzicht geven in kwetsbare locaties voor het faalmechanisme van horizontale uitbuiging door ontgronding.

Om voor de Grimborgwal de relatieve invloed van de verschillende factoren nog specifiek te onderscheiden zouden de volgende activiteiten kunnen worden uitgevoerd:

- Onderzoek op houten samples uit de restanten om deze te drogen en te wegen en tevens trekproeven te doen om de buigtreksterkte sterkteklasse vast te stellen.
- Onderzoek naar de exacte opbouw van de fundering in de bezwijken en aanpalende gedeeltes.
- (na bovenstaande) Niet lineair eindig elementen model in 3D van de gehele kade voor het analyseren van de geschetste bezwijkmechanismen uit de RA en daarna variëren met verschillende scenario's zoals andere geometrieën.

Mocht het zover komen dat een andere kade instort, dan kan aanvullend onderzoek nuttig zijn om variaties in omstandigheden en faalmechanismen te onderzoeken. Aanbevelingen voor onderzoek aan andere kades in geval van instorting (na veiligstellen situatie!) zijn:

- Bewaren metselwerk en houten onderdelen, zoveel mogelijk onder water
- Nummeren van onderdelen en fotograferen bij verwijdering
- Veilig stellen camerabeelden van de instorting (indien aanwezig).

Referenties

- [1.] Bakker, Alfred; Historisch Bodemonderzoek onderzoek Grimborgwal; 9 oktober 2020; kenmerk 34465 - Onderzoeken Vernieuwingsopgave Kademuren;
- [2.] Rooijnen, van R.; Technisch advies Grimborgwal UVA – Concept; d.d. 11 september 2020
- [3.] Informatie funderingsherstel pand UvA, BG1 uit 2014
- [4.] Baars Cipro; Onderzoek instorting kade Grimborgwal; Concept rapportage met bevindingen duikonderzoek inclusief 3D scan en Multibeam data; project 20p102, januari 2021
- [5.] Tijdlijn verzakkingstraatwerk BG2, d.d. 3 september 2020
- [6.] Presentatie Infosessie Grimborgwal UVA 20200906
- [7.] Brief instellen invaarverbod Grimborgwal, 20180419
- [8.] Bestek Grimborgwal 1874-11
- [9.] IBA, Onderzoek bezwijkmechanisme kademuur Grimborgwal; T. Augustuszon; 25 januari 2021

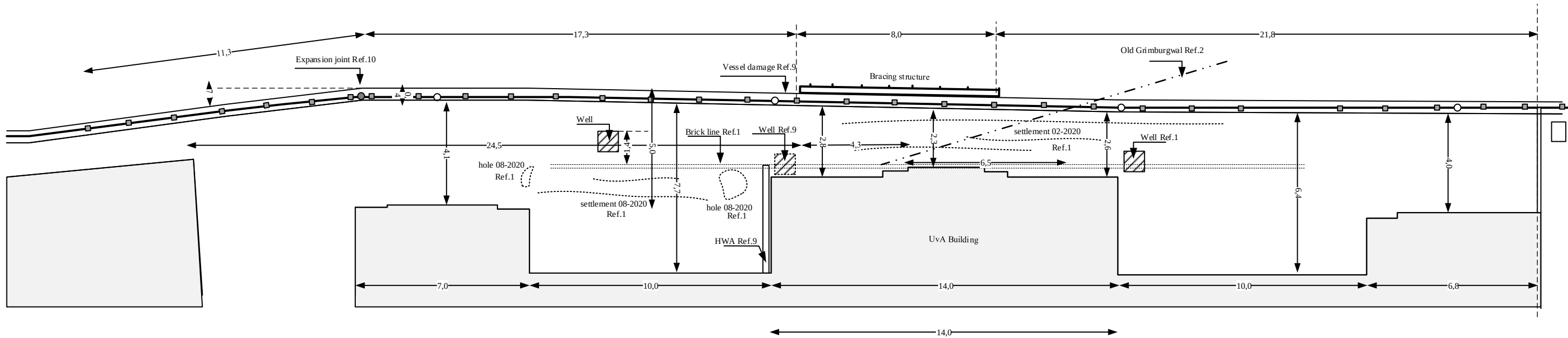
Data:

- [10.] Archieftekeningen en foto's
- [11.] Multibeam data uit April 2019
- [12.] Informatie grondonderzoek (2021285 GEF)
- [13.] Tekening inmeten land GBW0104
- [14.] Proefsleuven nabij Grimborgwal UVA (doorsnedes en foto's)
- [15.] Tekening opbouw kade MenA Januari 2021
- [16.] Waterdiepte legger:
<https://waternet.maps.arcgis.com/apps/MapSeries/index.html?appid=07b1c0250a1043bab51a4584b129a4e1>

Overige referenties toegevoegd door TU Delft:

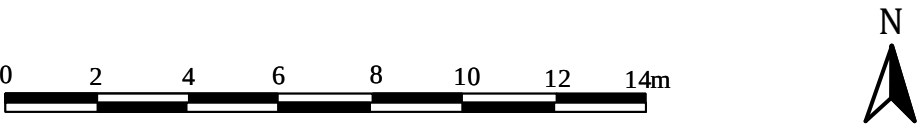
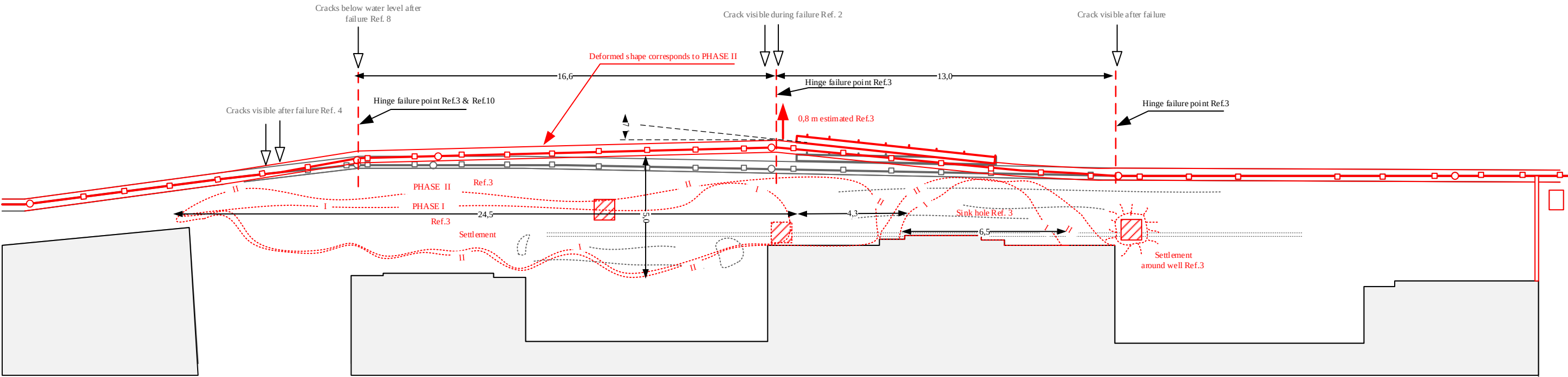
- [17.] persoonlijke communicatie R.Esposito met Edwin Dijkhuis, d.d 17 november 2020
- [18.] Spannenburg, T.M. Timber Creep of Historic Urban Quay Walls – The influence of creep of foundation piles on the assessment of inner-city quay walls; MSc thesis TU Delft augustus 2020
- [19.] Gemeente Amsterdam (2020) ; Principeberekening traditionele gewichtsmuur. Uitgangspunten kademuur berekening 7,5 tons zone; 7 okt 2020
- [20.] Jafari, S., Esposito, R., Rots J.G., en Messali, F. (2017). Characterizing the Material Properties of Dutch Unreinforced Masonry. Procedia Engineering, 193, 250-257.
- [21.] Jafari, S., Rots, J.G. en Esposito, R. (2020). Core Testing Method to Assess Nonlinear Sliding Behavior of Brick-Mortar Interface: A Comparative Experimental Study. Construction and Building Materials, 244, 118236.
- [22.] Jafari, S., Rots, J.G., en Esposito, R. (2019). Core testing method to assess nonlinear behavior of brick masonry under compression: A comparative experimental study. Construction and Building Materials, 218, 193-205.
- [23.] Hemel, M.J., Korff, M. en Peters, D.J. (2021) Semi-analytical model for laterally loaded pile groups in layered sloping soil. paper in writing.

Appendix A Tekeningen

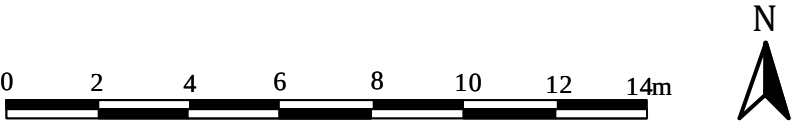
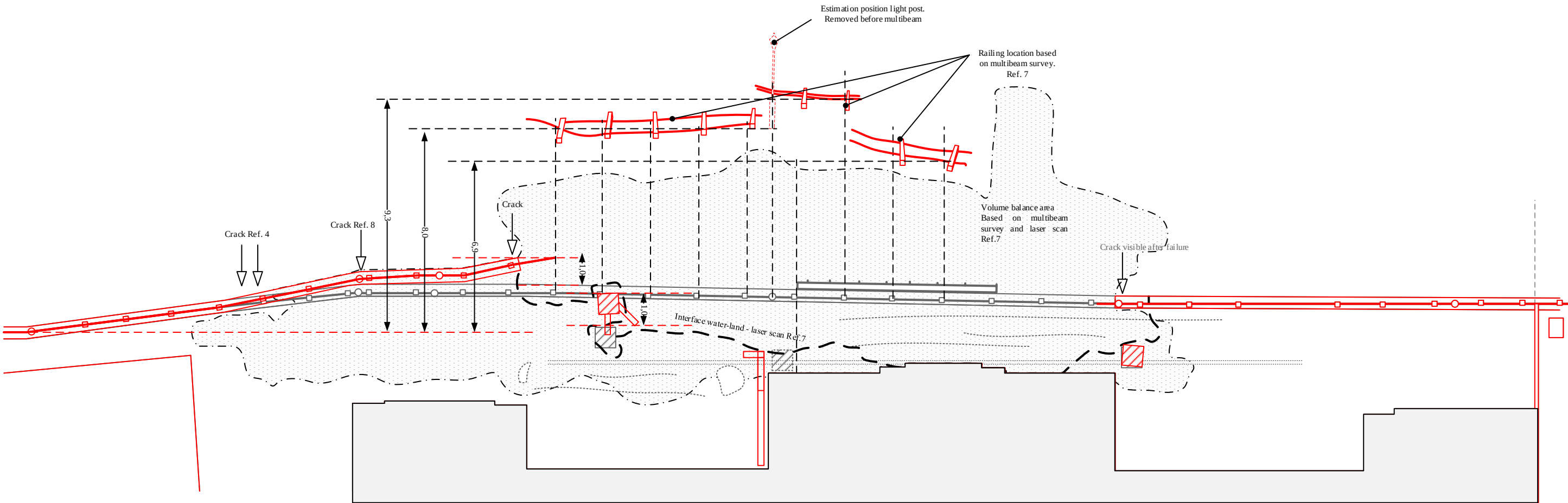


Drawing nr. 1	Drawer: Ir. Mart-Jan Hemel	Description: Top view of Grimburgwal. Grimburgwal before failure Records of settlements or hole are indicated with date.	Format: A3 Scale: 1:160 Unit: m
	Date: 10/12/2020		



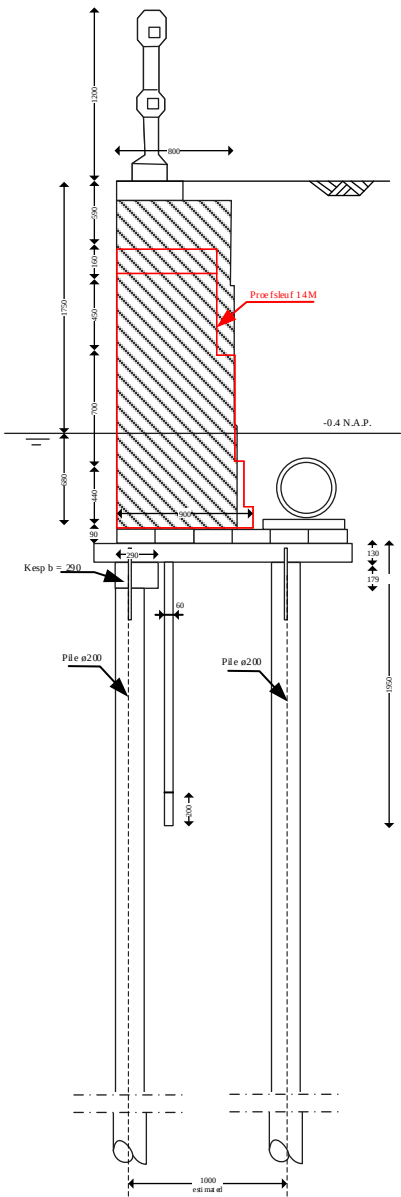


Drawing nr. 2	Drawer: Ir. Mart-Jan Hemel	Description: Top view of Grimburgwal. Grimburgwal during failure IN RED Initial state top view visualized in gray Settlement according to video in two fases	Format: A3 Scale: 1:160 Unit: m
	Date: 10/12/2020		

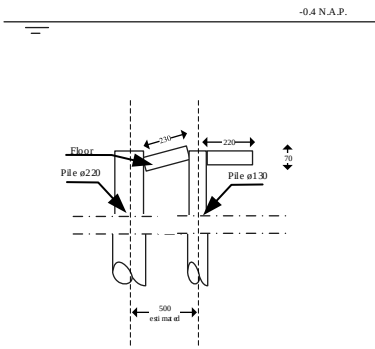


Drawing nr. 3	Drawer: Ir. Mart-Jan Hemel	Description: Top view of Grimburgwal. Grimburgwal after failure IN RED Initial state top view visualized in black Displacement of objects based on multibeam survey	Format: A3 Scale: 1:160 Unit: m
	Date: 10/12/2020		

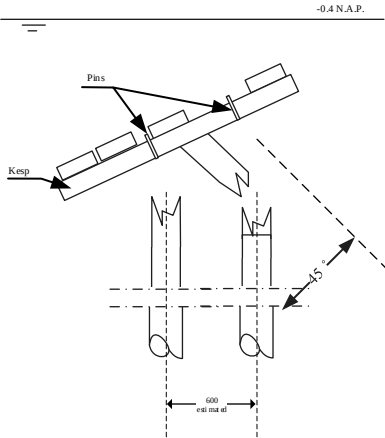
CROSS SECTION A:A



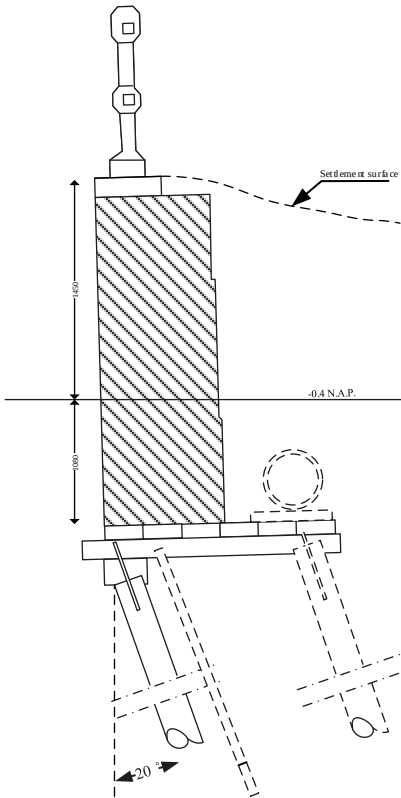
CROSS SECTION B:B



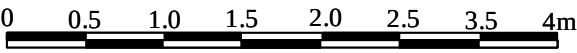
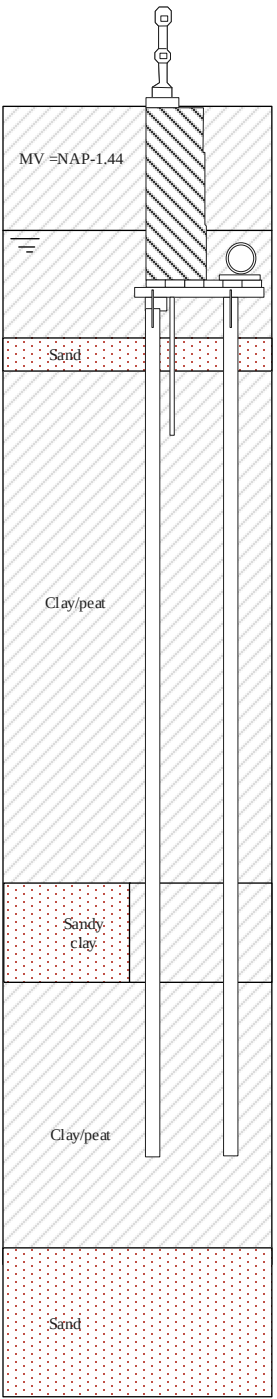
CROSS SECTION C:C



CROSS SECTION D:D
Sketch based on diver interview

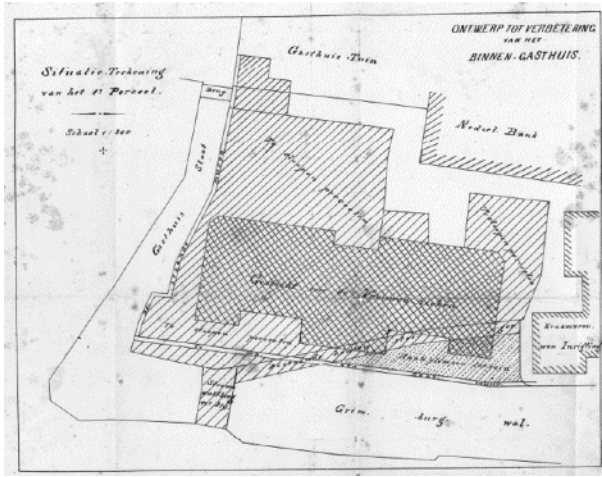


CROSS SECTION IN SOIL PROFILE

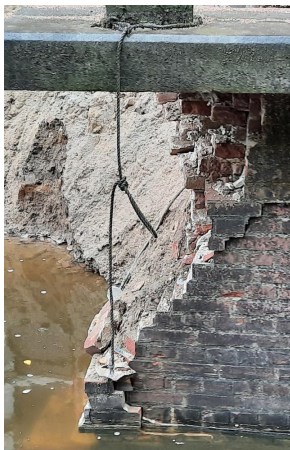
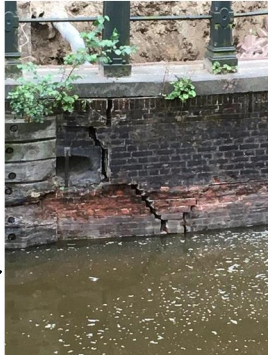


Drawing nr. 5	Drawer: Ir. Mart-Jan Hemel	Description: Cross sections Grimburgwall	Format: A3 Scale: 1:50 Unit: mm
	Date: 10/12/2020		

Scale: 1:100
Unit: m



Old configuration (pre-1875) A

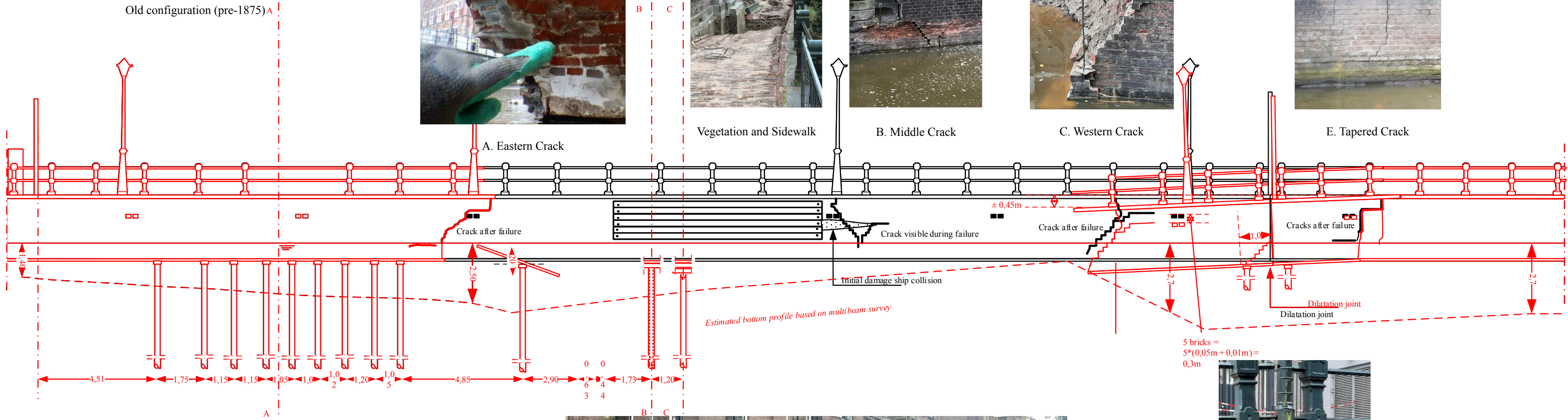


Vegetation and Sidewalk

B. Middle Crack

C. Western Crack

E. Tapered Crack



Collapsed region



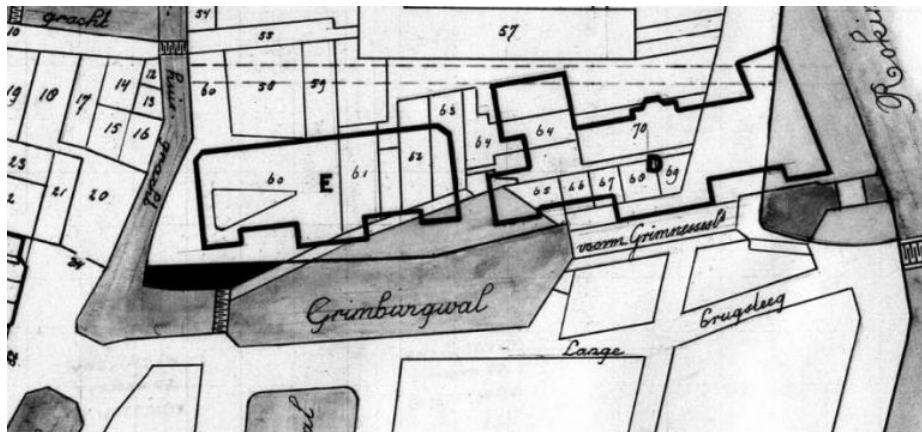
D. Dilation joint

REF 1



Brick line is used as reference to place the wells in correct location. Also the settlement and the two holes are indicated in both figures.

REF 2



Location of old quay wall with respect to present Grimburgwal.

REF 3



PHASE I



PHASE II

The two Phases capture the development of failure of the quay at two different periods of time. Phase II is used to construct the deformation shape during failure. The hinges can be observed, and also the bending out can be estimated to be 0.8m assuming a brick to be 65mm ($0,065 \times 12 = 0,78\text{m}$).

REF 4



Cracks right from expansion joint. Two cracks can be identified from top to water level.

REF 5



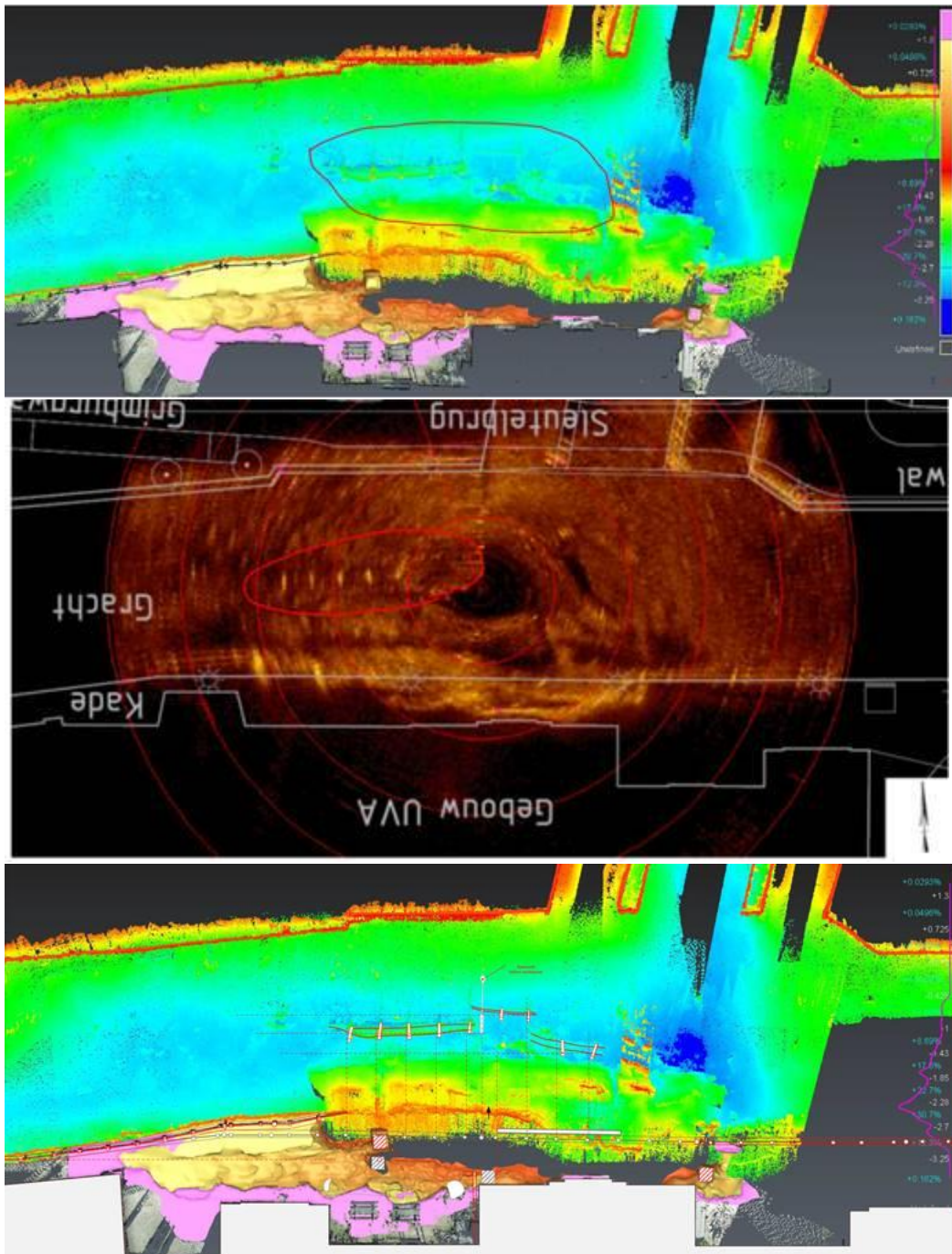
Two cracks can be detected.

REF 6



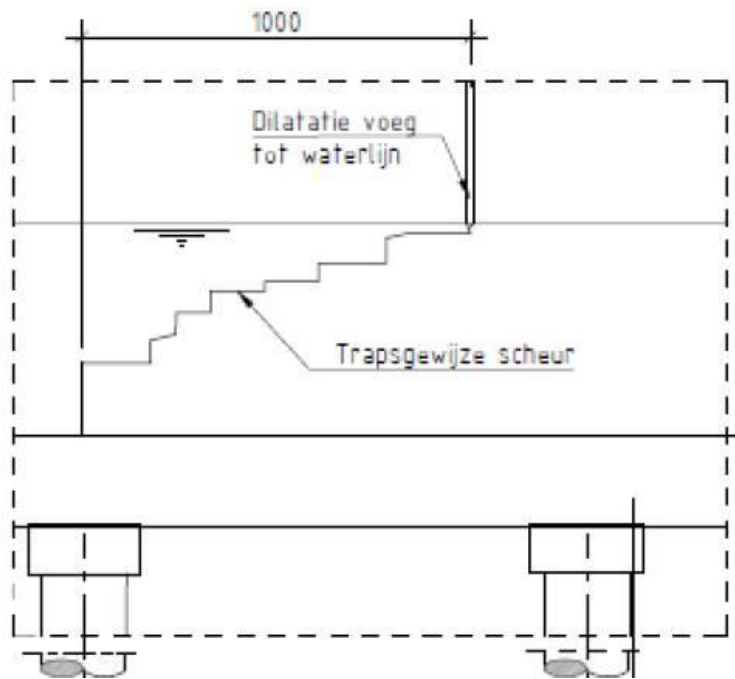
Settlement of the quay wall with respect to the waterline. Rounded to 0.3m at the location of the dolphin (Behind grijper). 18 bricks on left 24 on right, 6 bricks of settlement is estimated. $6 * 0.065 = 0,39$ m.

REF 7



Determination of railing from sector scan, multi beam survey and laser scan. Also confirmed by divers!

REF 8



Crack below expansion joint, observed by diver.

REF 9



Well in 2019 may, not found or detected in 2020. Crack just before failure + vessel damage next to bracing structure (light brown).

- 24 augustus 2020



Foto 9: HWA loopt van achter bij de muur (1) naar de put toe. Afgebroken hemelwaterafvoer (2).



Foto 10: Afgebroken hemelwaterafvoer.

Remarkable, here no well can be seen>???

Therefore the well is dashed in the top views. Could be of influence.

REF 10



Expansion joint, deck is cracked, joint expands fully,

Appendix B Bezwijkbeelden en analyse

B1 De beelden per frame:







Figuur B1 Frames van de bewakingscamera

B2: Tracking van de punten langs de kade

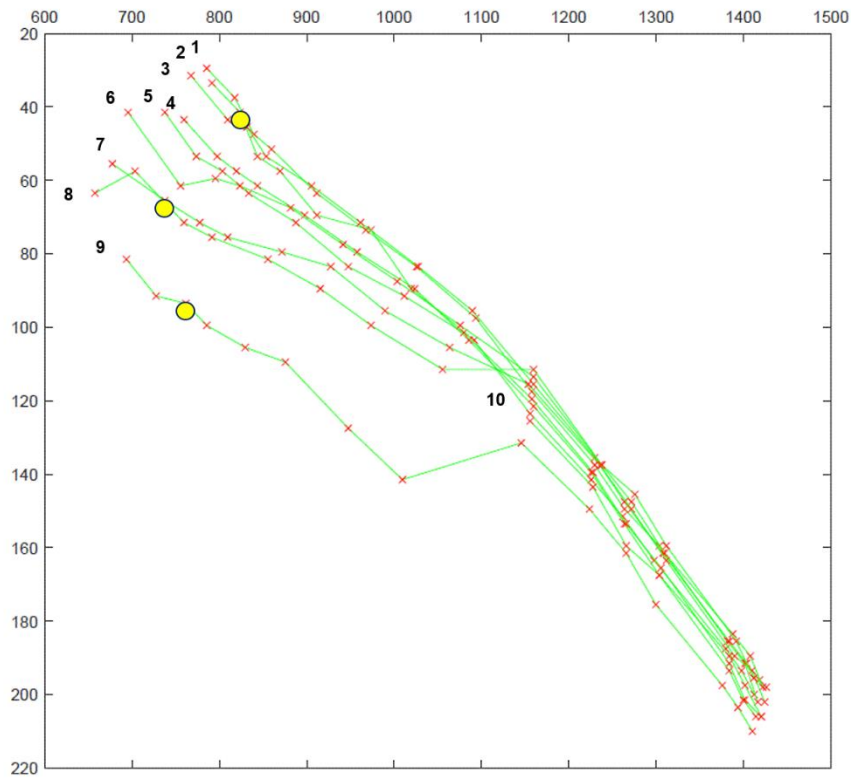


Figuur B2 De markeringen 1-15 langs de kade op $t = t_0$



Figuur B3 Markers op $T = t_5$

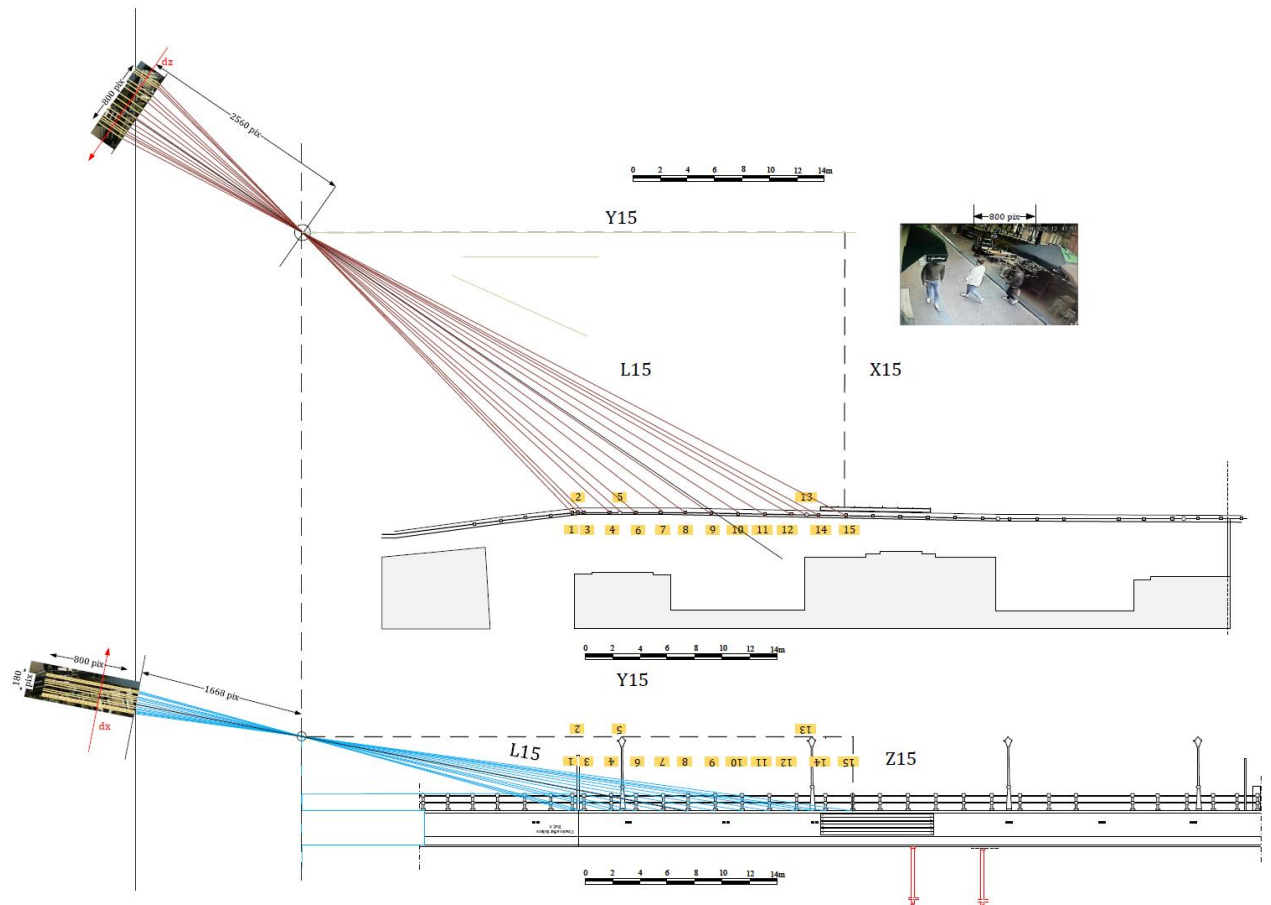
De tracking is uitgevoerd voor alle 15 markers op 10 tijdstappen t_0 t/m t_9 , zie Figuur B4.



Figuur B4 Tracking punten op tijdstip 1 – 10 ($t_0 - t_9$); gele cirkel is de lantaarnpaal, rode kruisjes zijn de trackingpunten 1-15

B3 Transformatie naar beweging loodrecht op de kade

Omdat de camera onder een hoek (zowel met horizontaal als verticaal staat), zijn de meetpunten getransformeerd met behulp van de positie van de camera ten opzichte van de kade en de aanname dat de beweging van de kade loodrecht op de kade plaatsvindt. De projecties van de camera zijn genomen vanaf boven en in een dwarsdoorsnede in het vlak waarin de camera gepositioneerd staat.



Figuur B5 Projecties van de camera in horizontaal vlak (boven) en vertikaal (onder)

De toegepaste en afgeleide transformaties zijn gegeven in onderstaande tabel.

Marker	Y	X	Z	$L = \sqrt{X^2 + Y^2 + Z^2}$	Beta (boven aanzicht) $\text{Arctan}(X/Y)$	Alpha (doorsede) $\text{Arctan}(Z/Y)$
1	19.83	20.17	5.5	28.8109	45.4775	15.4411
2	20.33	20.17	5.5	29.1573	44.7642	15.0789
3	20.83	20.17	5.5	29.5082	44.0684	14.7330
4	22.67	20.17	5.5	30.8299	41.6597	13.5873
5	23.33	20.17	5.5	31.3233	40.8364	13.2129
6	24.66	20.17	5.5	32.3288	39.2683	12.5218
7	26.50	20.17	5.5	33.7484	37.2714	11.6802
8	28.33	20.17	5.5	35.2063	35.4419	10.9433
9	30.16	20.17	5.5	36.6979	33.7631	10.2929
10	32.33	20.17	5.5	38.4987	31.9523	9.6165
11	34.00	20.17	5.5	39.9087	30.6738	9.1533
12	36.00	20.17	5.5	41.6258	29.2569	8.6527
13	37.00	20.17	5.5	42.4936	28.5924	8.4222
14	38.00	20.17	5.5	43.3671	27.9550	8.2036
15	40.17	20.17	5.5	45.2777	26.6601	7.7667

De lijnen van de camera tot aan de kade markers worden doorgetrokken tot na het brandpunt en daar op de het achterzijde van de camera geprojecteerd. Deze punten komen goed overeen met de daadwerkelijk waargenomen punten op het camera beeld. Gegeven dat de markers een breedte innemen van +- 800 pixels kan de afstand van het brandpunt tot de achterzijde bepaald worden vanuit de projectie tekeningen. Gezien de hoek van de camera is deze pixel afstand in de tekeningen niet gelijk voor beide aanzichten. De afstand van het brandpunt tot de achterkant van de camera is voor het bovenaanzicht gelijk aan 2560 pixels en voor de doorstede gelijk aan 1668 pixels.

Vanuit geometrische relaties kunnen de volgende twee verbanden gevonden worden. Hierin is aangenomen dat de kade muur in het XZ vlak (haaks op de langsrichting van de kademuur) beweegt.

$$dx = \frac{\sin(\theta) L}{\cos(\beta)}$$

$$dz = \frac{\sin(\varphi) L}{\cos(\alpha)}$$

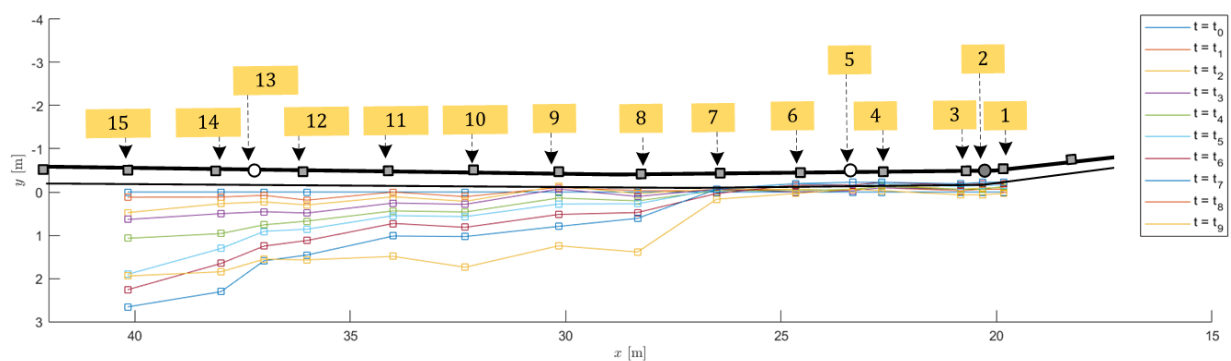
Hierin is teta de hoek is bepaald uit de horizontale verplaatsing van marker pixels op het camera beeld. Deze hoek wordt groter naarmate de markers verder verplaatsen in horizontale richting.

$$\theta = \arcsin\left(\frac{dx_{pixel}}{2560}\right)$$

Hierin is phi de hoek is bepaald uit de verticale verplaatsing van marker pixels op het camera beeld. Deze hoek wordt groter naarmate de markers verder verplaatsen in verticale richting.

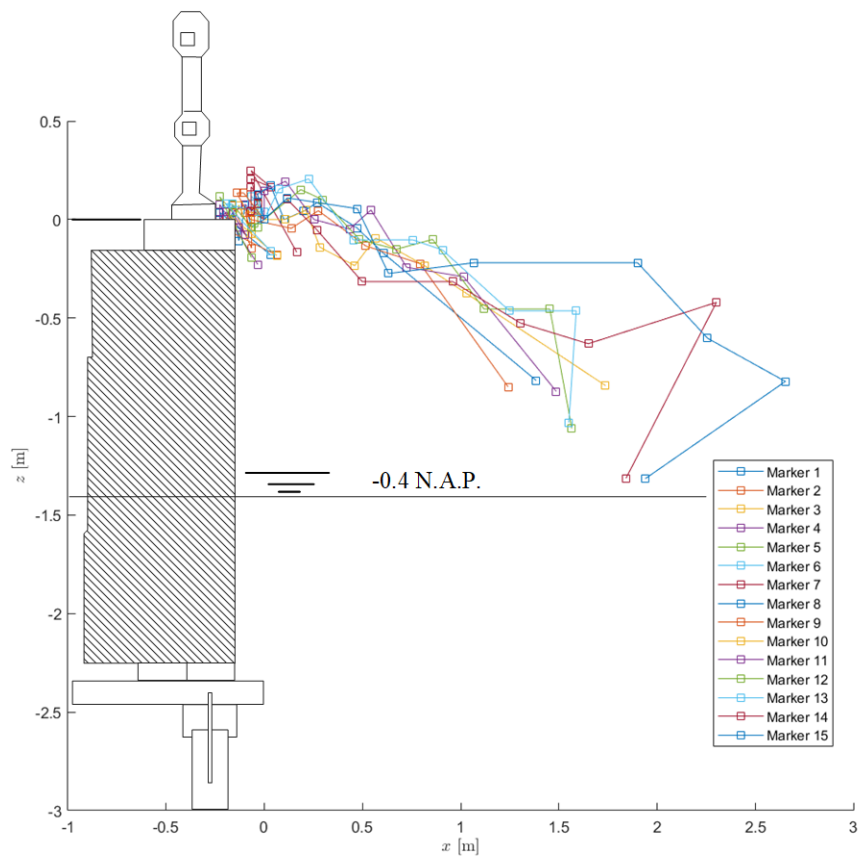
$$\varphi = \arcsin\left(\frac{dz_{pixel}}{2560}\right)$$

Met de gevonden relaties kunnen alle verplaatsingen van de markers in het pixel beeld omgezet worden naar verticale en horizontale verplaatsingen van de kademuur.



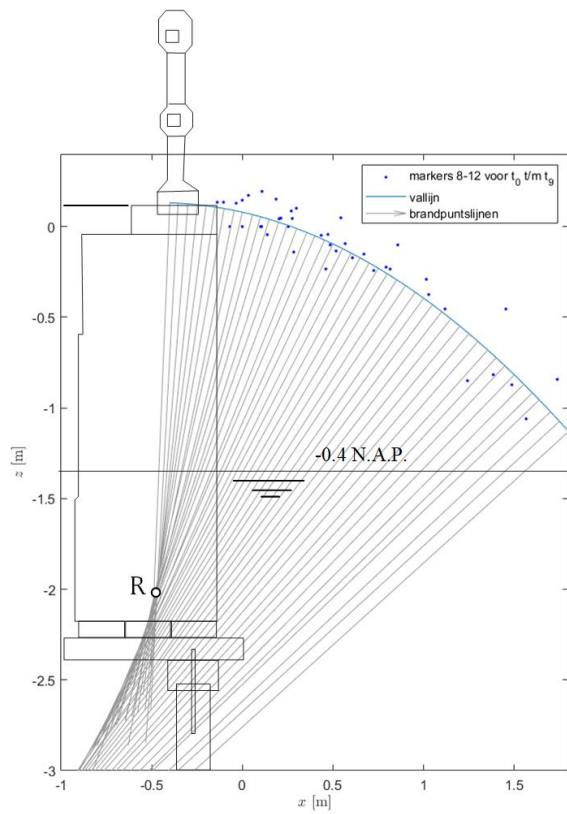
Figuur B6 Boven-aanzicht tracking punten 1-15 langs kade

Scheur A en C staan niet op deze figuur (buiten zicht van de camera). Scheur B bevindt zich nabij punt 14. Punt C bij punt 7 en scheur D bij punt 2.



Figuur B7 Dwarsdoorsnede trackingpunten

Ter verdere evaluatie is gekeken of een rotatiepunt kon worden afgeleid van de kade. Hiervoor is van de meest duidelijke punten (marker 8 tm 12) het rotatiepunt bepaald. De punten 1 tm 7 staan stil, hier is dus geen rotatiepunt. De punten 13 tm 15 (verst van de camera weg) hebben veel ruis en zijn derhalve niet meegenomen. Figuur B8 laat zien dat het westelijke deel van de kade (het deel dat op de video te zien is) roteert rondom een punt nabij de aansluiting met de vloer, of net daarboven. De punten beschrijven echter geen perfecte cirkel, er is ook sprake van een horizontale beweging.



Figuur B8 Rotatiepunt westelijk deel van de kade

Appendix C Grondparameters

Tabel grondparameters (gebaseerd op Herengracht data [18] gecombineerd met lokale CPT) De waarden zijn gemiddelde waarden.

Laag	b.k. tov NAP (m)	Volumegewicht (verzadigd) kN/m^3	c'	phi	E50 ref	kh
Aanvulling zand	1,44	15,2 (dr)/19	0,1	32,5	20	11,6
Aanvulling klei	0,5	17,2	3,7	28,8	17,4	
Veen	-1,2	11	6,2	14,9	2,3	3,6
Klei	-4,5	17,2	3,7	28,8	17,4	2,3
Wadzand	-7,5/-8,5	17,9	2,2	25,0	12,6	11,4
Klei	-10	15,5	10,9	23,6	7,4	9,1
Basisveen	-12,5/-13	Niet gemodelleerd				
Eerste zandlaag	-12,75/-13,25	18,9	0,1	35,0	40	50,4
Allerod	-15,5	17,2	3,7	28,8	17,4	14,5
Tweede zandlaag	-17/-20	20	0,1	35,0	50	84

Appendix D Houtgegevens

fotos	stuk	type	lengte	breedte	hoogte	gaten hoh	afmeting gaten*	bijzonderheden
			cm	cm	cm	cm	cm	
101504, 113037, 113041	1	balk met gaten	250	27	18	130	8x13, 7x14	
105922, 110000, 110342, 110344, 110418, 112313	9	balk met gaten	330	29	17	92/112	10x10	met gat met paalafdruk, gat is 10 cm vierkant, afdruk 19 cm rond, sparing naast gat 15,5x9 maar niet diep
112518, 112522	10	balk met gaten	450			105/106	9x13 en 9x12/8x12	in totaal 4 gaten
112040, 112044, 112405, 112423	13	balk met gaten		26		88	7x13	
114556, 114629, 114700	14	balk met gaten	180	28	16	142	8x15	1e gat 42 cm van zaagkant, andere kant gebroken?
115202, 115222, 115236	15	balk met gaten		27	17	140	8x14	ronde gaten naast pengat, hoh 24 cm, 12 cm diep, 2 links 2 rechts bij 1 van de gaten, andere niet
131214, 131210	19	balk met gaten	266	28		108		2 gaten, 1e gat op 71 cm van de zaagkant, andere zijde gebroken, op 72 cm van 2e gat
112736	12	balk met inkeping			16	x		inkeping hoh 130 cm, diepte 6 cm, breedte 14 cm
geen	23	balk met inkeping				x		inkeping 15 breed, 8 diep
132353, 132434, 132359, 132418,	20	balk zonder gaten	132	27	18	x		met afdruk 14 cm breed op de 18 cm kant, 1 kant gebroken, 1 kant gezaagd
101750, 102351,	4	plank met punt		23	8			
125825, 130559, 131400	18	plank met punt	320	22	8			messing groef, krom, 11 cm ongeveer in het midden uitgebogen tov uiteinden (1,5m boven de punt)
131409, 131528,	21	plank met punt	380	22	8			recht, 1 punt en 1 zaagkant, is volledige lengte, 2 van aangetroffen iig
120549 tot 120901	11	plank recht	420	25	8			met afdruk van planken hoh 93/113/140 cm, breedte 20 cm, gaten aan andere zijde van afdruk, midden onder afdruk
geen	17	plank recht		19	8			enkele smallere planken
geen, in de bak	22	plank recht	div	23	8			meeste planken ca 23/24 cm breed

* lange kant altijd in lengterichting

fotos	stuk	type	omtrek	diameter gemeten (mm)	diameter uit omtrek (mm)	bijzonderheden
101525, 101531,	2	paal	66	200	210	
101712	3	paal	74,5		237	
102354, 102413,	5	paal		250		
102354, 102357, 102421	6	paal		200		
102758, 113120, 113141, 113152,	7	paal	77	250	245	met pen, kleurverschil vanaf 45 cm van de pen
102803	8	paal dun en slecht	61	200	194	erg beschadigd/aangetast, diameter is de dikste van de hele lengte, bast eraf
115306	16	paal		210		

Appendix E Berekeningen kade

E1 Inhoud bijlage

Deze bijlage bevat een berekening van de buigspanning in het hout voor twee, drie en vier palen rijen onder de kade. De berekening voor twee palen bevat een eerste en tweede orde analyse voor zowel $D = 0.2$ als $D = 0.25\text{m}$. Voor de berekeningen van drie en vier paal rijen is enkel een 2^e orde berekening gemaakt voor de maatgevende diameter $d = 0.2\text{m}$. Afsluitend is een gevoeligheid analyse gemaakt voor de drie palen rij variant.

Inhoud van de bijlage

Uitleg model

Twee paal rijen (1^e + 2^e orde)

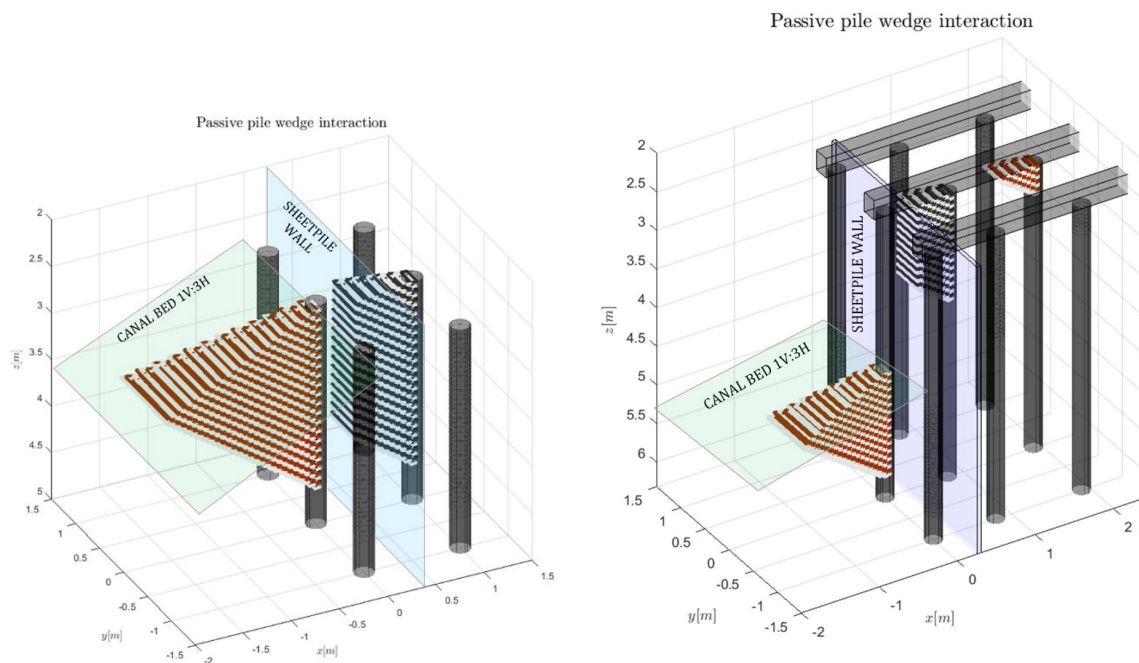
Drie paal rijen (2^e orde)

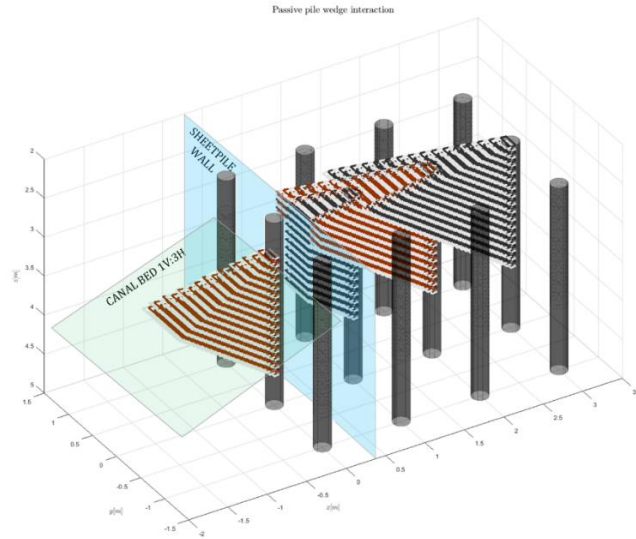
Vier paal rijen (2^e orde)

Gevoeligheid analyse 3 paal rijen variant

E2 Model uitleg + input

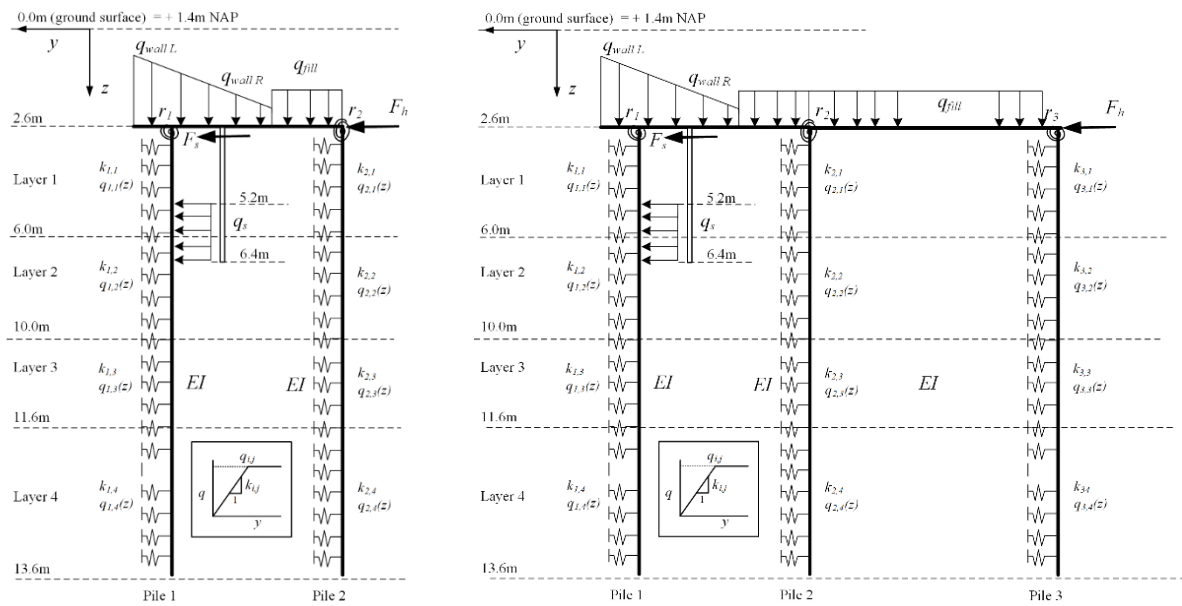
Het gebruikte rekenmodel betreft een in ontwikkeling zijnde analytisch rekenmodel [23] voor paalgroepen en constructie-elementen die de palen verbinden. De gronddruk die werkt op de palen is gebaseerd op de theorie van Brinch Hansen waarbij de afname van de weerstand van de grond wordt veroorzaakt door de nabijheid van andere palen. Grondwiggen interfereren en overlappen elkaar waardoor de passieve weerstand daalt zie Figuur 6.7 De grondwiggen worden niet alleen door elkaar beïnvloed maar ook door de aflopende grachtbodem en de aanwezigheid van een damwand. De interactie van paalwiggen voor 2, 3 en 4 paalrijen is weergegeven in figuur E1.

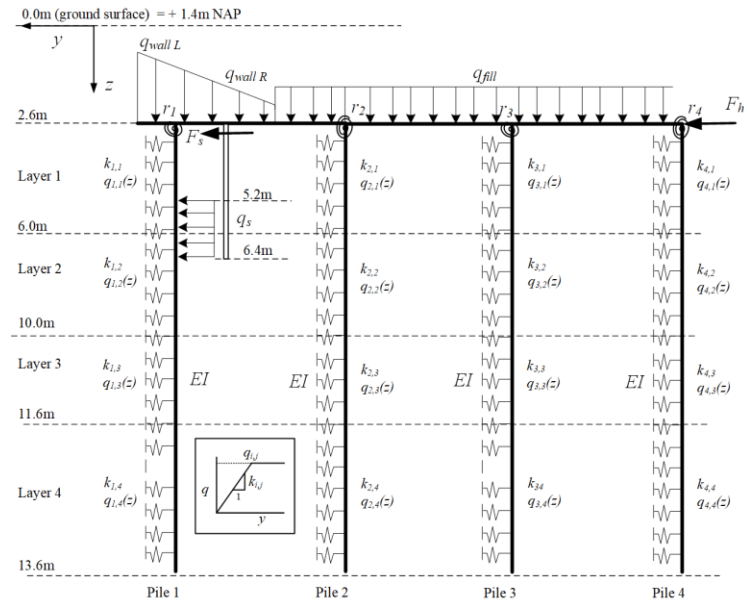




Figuur E1 Interactie van palen en grond voor 2, 3 en 4 palenrijen. Bij de drie palen variant zijn tevens de kespen weergegeven ter verduidelijking. De grote van de wiggen is arbitrair gekozen.

De grond die niet de plastische limiet bereikt wordt beschreven met een lineaire veerstijfheid bepaald met de theorie van Menard. Het mechanisch schema's zijn weergegeven in Figuur E2. (3 rijen heeft een zelfde soort schema). De bepaling van plastische grond lagen en elastische grond lagen is een iteratief proces waarin uiteindelijk evenwicht gemaakt wordt met de uitwendige belastingen op de constructie.





Figuur E2 Verenmodel schema voor 2 3 en 4 palenrijen, inclusief vloer

Model input grond

Plastische limiet grondstijfheden zijn berekend met Brinch Hansen. De overlap tussen grond wiggen is gebruikt als reductie van de plastische limiet om het groepseffect van de palen mee te nemen. De formules van Brinch Hansen zijn weergegeven in de volgende sectie.

Gronddruk (plastische limiet per diepte):

$$\sigma_p = K_q \sigma'_v + K_c c$$

met

σ_p = pressure per unit front area at depth z

σ'_v = effective overburden pressure at depth z

K_q = lateral earth pressure coefficient

K_c = lateral earth pressure coefficient for cohesion

c = cohesion

De grondparameters zijn gebaseerd op de CPTs en op de resultaten van bijlage C. De lagen zijn ‘gedraineerd’ aangenomen door de lange tijdschaal waardoor de lagen met cohesie een inwendige wrijvingshoek hebben. In geval van ongedraineerd is $\phi = 0$ voor lagen met cohesie.

Depth [m]	γ' [kN/m ³]	Sort [-]	q_c [kPa]	c [kN/m ²]	ϕ [deg]
0 – 1.8	18.0	Sand	-	0.1	32.5
1.8 – 2.4	9.0	Sand	-	0.1	32.5
2.4 – 6.0	1.0	Peat	200	6.2	14.9
6.0 – 10.0	7.2	Clay	200	3.7	28.8
10.0-11.6	7.9	Sand	5,000	2.2	25.0
11.6- 14.0	7.2	Clay	1,000	3.7	23.6
14.0 – 20.0	10.0	Sand	10,000	0.1	35

Grondstijfheden berekend met Menard (zie volgende sectie)

Layer around piles [-]	Depth [m]	$k_{1,j} = k_h D$ [kN/m ²]	$k_{2,j} = k_h D$ [kN/m ²]	$k_{3,j} = k_h D$ [kN/m ²]	$k_{4,j} = k_h D$ [kN/m ²]
------------------------	-----------	--	--	--	--

1 PEAT	2.4 – 6.0	926	926	926	926
2 CLAY	6.0 – 10.0	937	937	937	937
3 WAD SAND	10.0-11.6	11700	1700	11700	1700
4 CLAY	11.6-14.0	4650	4650	4650	4650

Brinch Hansen ultimate soil resistance

$$K_q = \frac{K_q^0 + K_q^\infty \times \alpha_q \times \frac{z}{D}}{1 + \alpha_q \times \frac{z}{D}} \quad \text{eqn.A1}$$

$$K_c = \frac{K_c^0 + K_c^\infty \times \alpha_c \times \frac{z}{D}}{1 + \alpha_c \times \frac{z}{D}} \quad \text{eqn.A2}$$

where

$$K_q^0 = e^{(\frac{\pi}{2} + \varphi) \times \tan \varphi} \times \cos \varphi \times \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - e^{(-\frac{\pi}{2} + \varphi) \times \tan \varphi} \times \cos \varphi \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_c^0 = \left[e^{(\frac{\pi}{2} + \varphi) \times \tan \varphi} \times \cos \varphi \times \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \times \cot \varphi$$

$$K_q^\infty = K_c^\infty \times K_c^\infty \times \tan \varphi$$

$$K_c^\infty = N_c d_c^\infty$$

$$d_c^\infty = 1.58 + 4.09 \times \tan^4 \varphi$$

$$N_c = \left[e^{\pi \times \tan \varphi} \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \times \cot \varphi$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \text{ for OCR} = 1$$

$$\alpha_q = \frac{K_q^0}{K_q^\infty - K_q^0} \times \frac{K_0 \times \sin \varphi}{\sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$\alpha_c = \frac{K_c^0}{K_c^\infty - K_c^0} \times 2 \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Ménard modulus of subgrade reaction

$$\frac{1}{k_h} \begin{cases} \frac{1}{3E_m} \left[1.3R_0 \left(2.65 \frac{R}{r_0} \right)^\alpha + \alpha R \right] & \text{if } R \geq R_0 \\ \frac{2R}{E_m} \times \frac{4(2.65)^\alpha + 3\alpha}{18} & \text{if } R < R_0 \end{cases} \quad \text{eqn.B1}$$

where

k_h = is the modulus of horizontal subgrade reaction [kN/m²]

E_m = is the pressiometric modulus [kN/m²]

R_0 = is a constant: $R_0 = 0.3$ [m]

R = half the diameter of the pile [m]

α = is the rheological coefficient which depends on the soil type. (See table below)

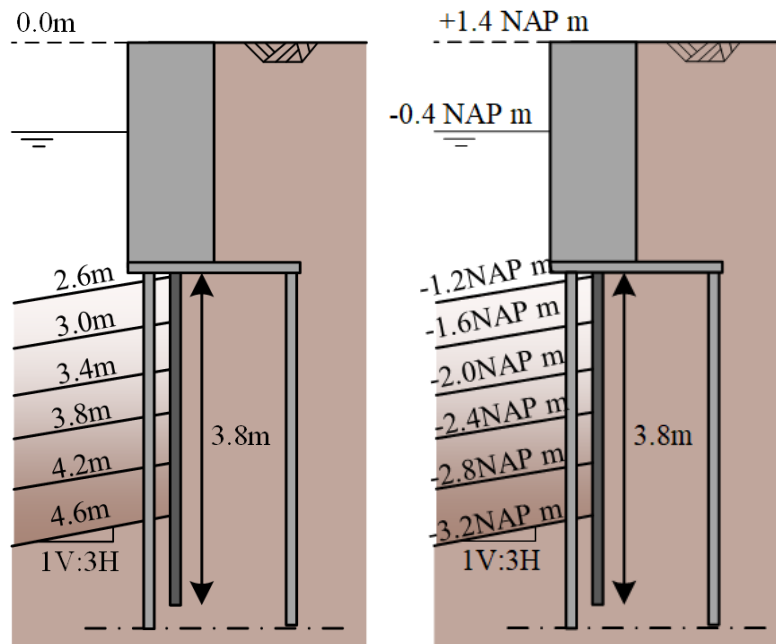
	Peat	Clay	Loam	Sand	Gravel
Over consolidated	-	1	2/3	1/2	1/3
Normally consolidated	1	2/3	1/2	1/3	1/4
Decomposed, weathered		1/2	1/2	1/3	1/4

The pressiometric modulus E_m can be obtained via correlations with the cone resistance q_c .

Peat : $E_m = 3.5 q_c$
 Clay : $E_m = 2.5 q_c$
 Loam : $E_m = 1.5 q_c$
 Sand : $E_m = 0.85 q_c$
 Gravel : $E_m = 0.6 q_c$

Modellering verdieping bodem (uitwassing voorste paal rij)

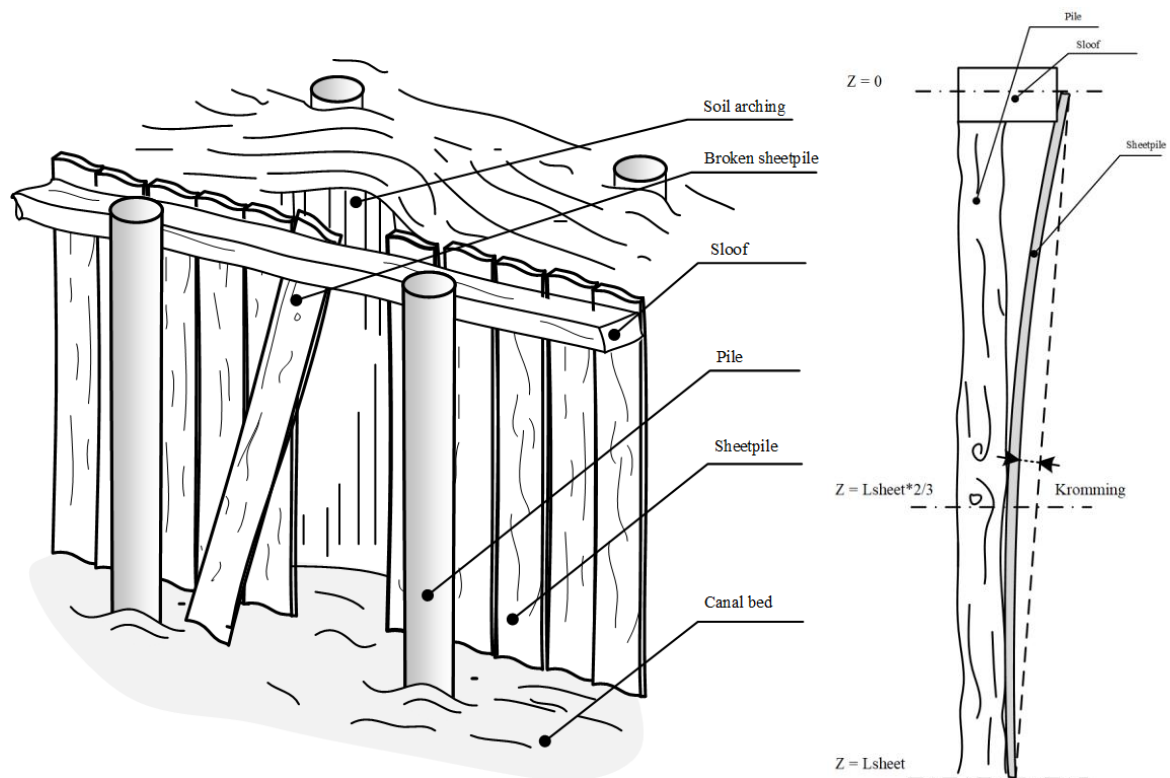
In totaal zijn er berekeningen uitgevoerd voor zes bodemniveaus:
 Vanaf 2.6 m onder maaiveld (initiële situatie aangenomen) steeds 0,4m diepte tot aan 4,6m. Dit komt overeen met dieptes van NAP -1,2m tot NAP -3,2m. Zie onderstaande figuren (links tov maaiveld, rechts tov NAP). Deze figuur betreft de 2 paal rijen casus. Dezelfde verdiepingsstrategie is aangehouden voor 3 en 4 paalrijen. De bodem van de gracht heeft een helling van 1V:3H (aangenomen). De plastische limiet verandert per bodem verdieping van de voorste paalrij. Per bodem daling is de plastische limiet opnieuw bepaald.



Figuur E3 verdieping bodem in verschillende stappen

De damwand is relatief kort en bevindt zich geheel in slappe kleigrond. De palen zijn veel langer en staan in de zandlaag. Bij de modellering is aangenomen dat de damwand zijn reactiekracht in alle gevallen over zal brengen op de kademuur constructie. De damwand kracht zal deels opgenomen worden door de keps (waar de damwand aan bevestigd is via de sloof) en deels worden afgedragen aan de voorste paal rij. De kracht op de kesp (F_s) zal verdeeld worden door alle aanwezige paal rijen. De krachtsafdracht van de damwand aan de voorste paalrij gebeurt over de diepte $2/3L_{\text{damwand}}$ tot L_{damwand} (ook wel de geschatte inklemmingsdiepte). Op het moment dat de damwand wegens afnemend bodemniveau geen steundruk door grond meer ondervindt en mogelijk zijn stabiliteit verliest (door breken of uitwassing) wordt er aangenomen dat een deel van de kracht nog steeds op de vloer en voorste paalrij werkt. Dit is mogelijk door boogvorming van de grond en is weergegeven in de onderstaande figuur. De aanname van stapsgewijze bodemverlaging wordt doorgevoerd tot 4.6 m gezien de duikers deze situatie aangetroffen hebben aan weerszijde van de bezweken kademuur en Multi beam survey data, zie hoofdstuk 2.

Tijdens het verlagen van de bodem komt de voorste paal 'vrij' van grond te staan. Op deze locatie zal de veerstijfheid $k_{i,j} = 0 \text{ kN/m}^2$ bedragen en zal de plastische limiet tevens 0 kN/m zijn.



Figuur E4 principe werking damwand

In de berekeningen voor de 2 paalrijen is zowel de eerste orde als de tweede orde krachtswerking (krachten en moment) berekend. Deze berekeningen zijn uitgevoerd voor paaldiameters van 0,2 en 0,25 m. Dit is de range van aangetroffen paal diameters na bezwijken.

Voor de casussen van 3 en 4 paal rijen is enkel de tweede orde beschouwd gezien deze altijd maatgevend is voor de krachten in de fundering. Ook is hier enkel gerekend met een paal diameter van 0,2m omdat deze ook maatgevend is over een paaldiameter van 0.25m.

De eerste orde houdt in dat het evenwicht van de constructie wordt vastgesteld zonder daarbij de vervormde toestand te beschouwen. Voor de zogenaamde tweede orde krachtswerking is de horizontale vervorming van de constructie meegenomen in de bepaling van de buigende momenten te berekenen. De tweede orde krachtswerking wordt veroorzaakt door de axiale kracht in de palen, ten gevolge van gewichtsmuur en het bovenliggende grondpakket op het dek. De vergroting van de buigende momenten, door de tweede orde krachtswerking, is progressief. Bij een toegenomen vrije lengte van de palen neemt de waarde van de knikkracht van de palen sterk af, waardoor de vergrotingsfactor op het (reeds toegenomen) buigende moment sterk toeneemt.

Model input kademuur

Gegevens constructie

- Vloer niveau (hoogte gewichtsmuur) 2.6m onder maaiveld
- Breedte gewichtsmuur 0.8m
- Gewicht gewichtsmuur 25 kN/m³
- Locatie damwand t.o.v. voorkant gewichtsmuur = 0.5m (0.3m achter voorste paalrij)
- Locatie eerste paal rij t.o.v. voorkant gewichtsmuur = 0.2m
- Lengte damwand $L_d = 3.8\text{m}$ (volgens opgedoken damwand stukken)
- Effectieve kerende hoogte damwand = 1/3 lengte damwand. (aannname)

Palenplan (varieert per 2 – 3 of 4 paal rijen)

- Palen in y richting (parallel aan gracht) = 1.0 m
- Palen in x richting 2-3 of 4 stuks (haaks op gracht) = 1.0m
 - o 2 palen -> (configuratie volgens onderzoek baars cipro)
 - 1.0m tussen paarij 1 en paalrij 2
 - o 3 palen -> (configuratie volgens onderzoek MenA)
 - 0.8m tussen paalrij 1 en paalrij 2
 - 1.1m tussen paalrij 3 en paalrij 3
 - o 4 palen -> (referentie casus ter vergelijking Amsterdam areaal)
 - 1.0m tussen paarij 1 en paalrij 2
 - 1.0m tussen paarij 2 en paalrij 3
 - 1.0m tussen paarij 3 en paalrij 4
- Lengte palen $L = 11\text{m}$
- Paal diameter
 - o 2 palen $D = 0.2\text{m} - 0.25\text{m}$
 - o 3 palen $D = 0.2\text{m}$
 - o 4 palen $D = 0.2\text{m}$
- Top palen = 2.6m onder maaiveld (vloerniveau)
- E-modules buiging palen = 7000MPa
- Traagheidsmoment $I_{zz}, I_{yy} \rightarrow D0.2\text{m} = 7.85\text{E-}5\text{ m}^4$ - $D0.25\text{m} = 1.917\text{E-}4\text{ m}^4$
- EI paal $\rightarrow D0.2\text{m} = 549.5\text{ kNm}^2$ - $D0.25\text{m} = 1341\text{ kNm}^2$

Kespen

- Lengte kesp (L_k)
 - o 2 paal rijen $L_k = 1.5\text{ m}$ (0.3m deck overhang na laatste paalrij)
 - o 3 paal rijen $L_k = 2.6\text{ m}$ (0.5m deck overhang na laatste paalrij)
 - o 4 paal rijen $L_k = 3.2\text{ m}$ (0.0 m deck overhang na laatste paalrij)
- E-modules buiging palen = 7000MPa
- Traagheidsmoment $I_{zz} = 1.41\text{E-}4\text{ m}^4$ (bxh 0.25m*0.185m)
- EI kesp = 987 kNm²

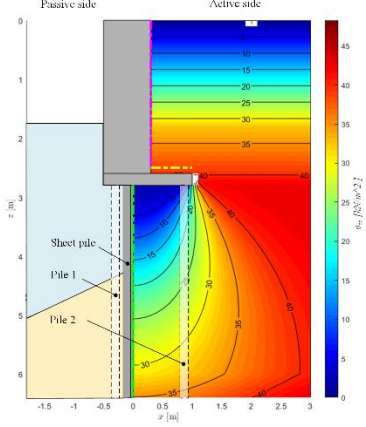
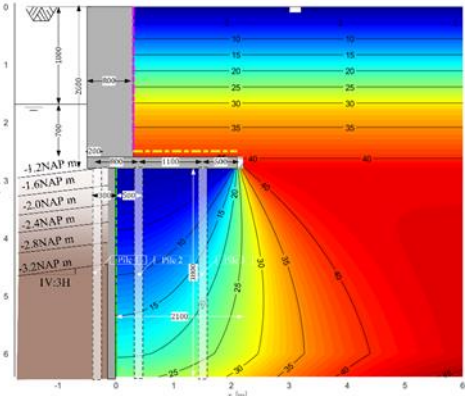
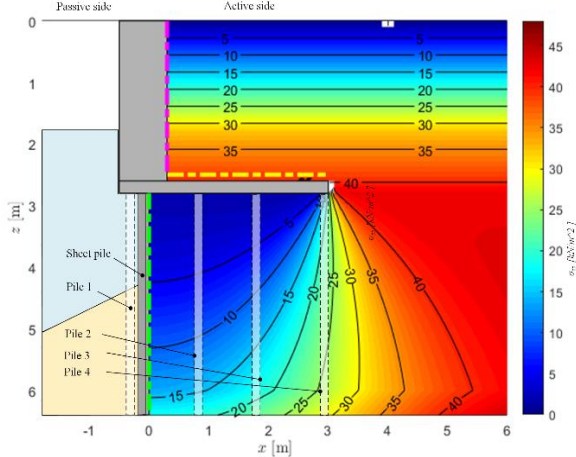
Pin gat verbinding tussen kespen en palen $r_{1,2,3,4} = 0$ (Scharnierend)

Externe krachten op kade muur PER EENHEID VAN 1 Paal (1m)

De kademuur functioneert als een grondkerende constructie zodat een ‘scherpe’ scheiding tussen water en land gecreëerd wordt. De horizontale kracht die de kademuur constructie opneemt is ten gevolge van de effectieve gronddruk aan de actieve zijde van de gewichtsmuur en het houten damwand scherm. Vanaf het maaiveld tot aan vloerhoogte zorgt dit voor een horizontale actieve kracht die werkt op het dek. Vanaf vloer niveau tot aan de punt van de damwand werkt ook een horizontale actieve kracht.

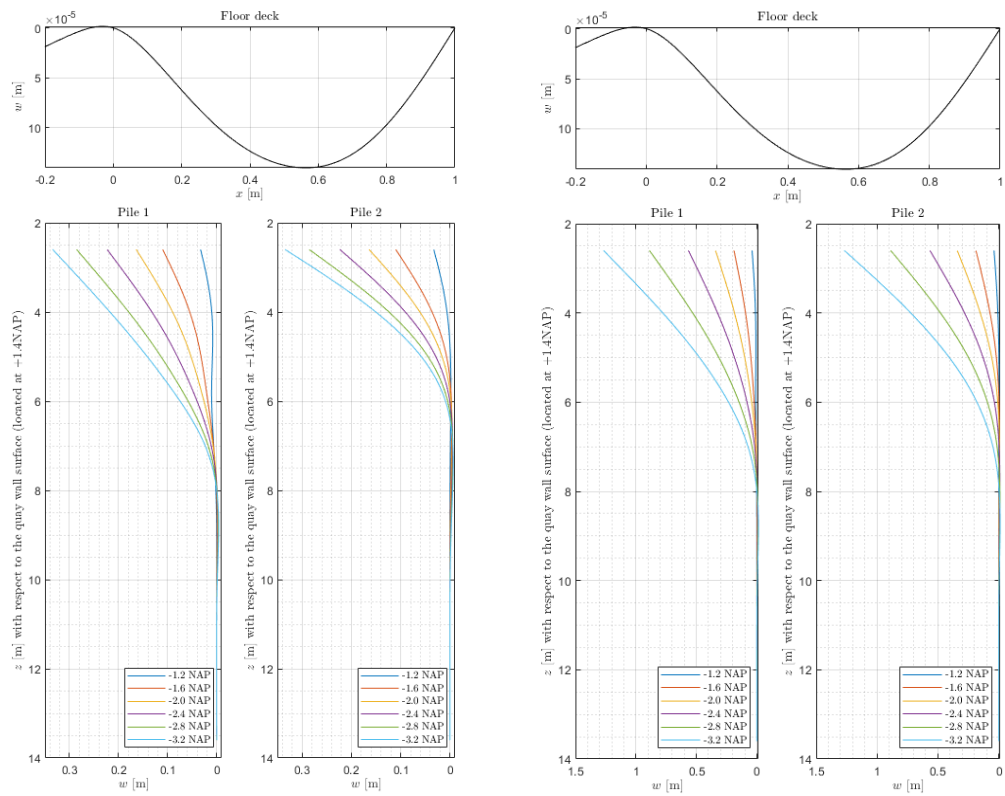
De actieve gronddruk coëfficiënten zijn bepaald met Coulombs gronddruk formules. De gemiddelde phi over de totale diepte van het oppervlak is gebruikt voor de bepaling.

Een overzicht van de werkende krachten op de kademuur kan gevonden worden in onderstaande tabel.

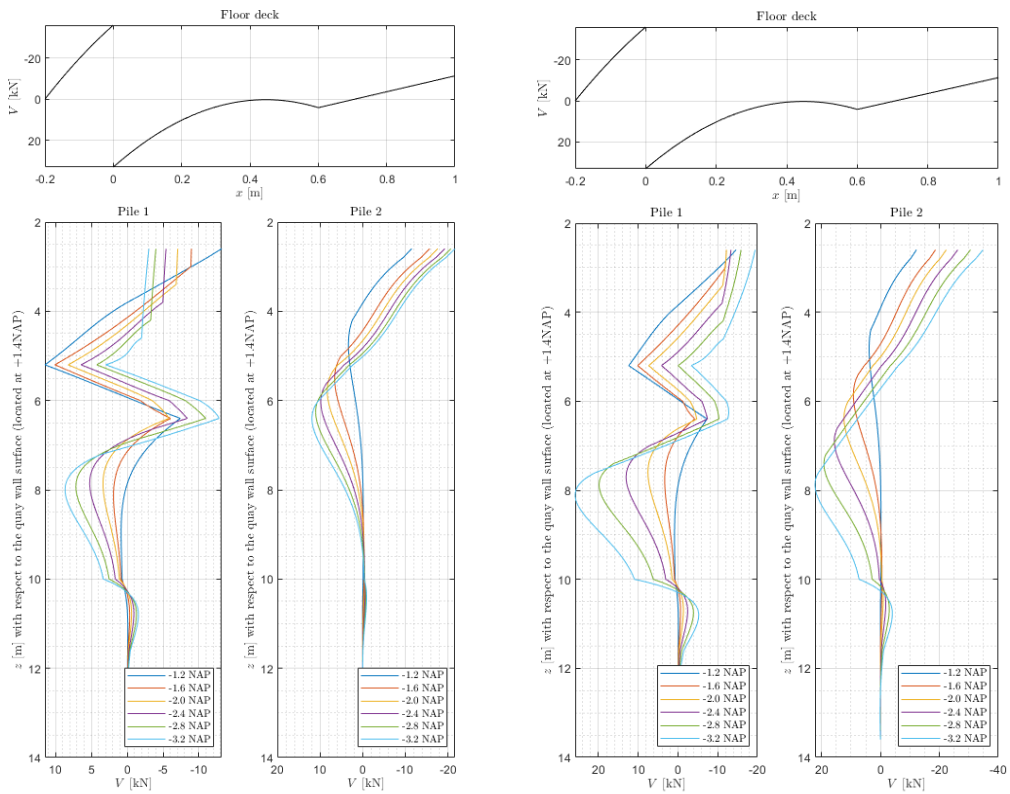
Aantal palen rijen	Verticale korrel spanning berekend met Flamant theorie om het effect van hiding door de vloer mee te nemen. De drie palen variant geeft ook de uitwassingsdieptes van de voorste paalrij aan.	Krachten Krachtsaanduidingen van parameters staan aangegeven in het mechanisch schema
2 rijen		Ka muur = 0.278 phi gemiddeld = 32.5 Ka sheet = 0.5909 phi gemiddeld = 14.9 Verticale krachten op het dek - Achter de gewichtsmuur $q_{fill} = 38.7 \text{ kN/m}$ - Op de plaats van de gewichtsmuur - o Gracht kant van de muur +M/W + N/A = $q_{wallL} = 212.96 \text{ kN/m}$ - o UvA kant van de muur -M/W + N/A = $q_{wallR} = -50.24 \text{ kN/m}$ Horizontale krachten op het dek - Door gewichtsmuur op dek $F_h = 15.67 \text{ kN}$ - Door damwand afgedragen aan dek $F_s = 8.98 \text{ kN}$ Horizontale krachten op voorste paalrij - $q_s = 24.93 \text{ kN/m}$
3 rijen		Ka muur = 0.278 phi gemiddeld = 31.8 Ka sheet = 0.5909 phi gemiddeld = 14.9 Verticale krachten op het dek - Achter de gewichtsmuur $q_{fill} = 38.7 \text{ kN/m}$ - Op de plaats van de gewichtsmuur (lineair verloop) - o Gracht kant van de muur +M/W + N/A = $q_{wallL} = 212.96 \text{ kN/m}$ - o UvA kant van de muur -M/W + N/A = $q_{wallR} = -50.24 \text{ kN/m}$ Horizontale krachten op het dek - Door gewichtsmuur op dek $F_h = 15.67 \text{ kN}$ - Door damwand afgedragen aan dek $F_s = 4.16 \text{ kN}$ Horizontale krachten op voorste paalrij - $q_s = 14.65 \text{ kN/m}$
4 rijen		Ka muur = 0.278 phi gemiddeld = 32.5 Ka sheet = 0.5909 phi gemiddeld = 14.9 Verticale krachten op het dek - Achter de gewichtsmuur $q_{fill} = 38.7 \text{ kN/m}$ - Op de plaats van de gewichtsmuur - o Gracht kant van de muur +M/W + N/A = $q_{wallL} = 212.96 \text{ kN/m}$ - o UvA kant van de muur -M/W + N/A = $q_{wallR} = -50.24 \text{ kN/m}$ Horizontale krachten op het dek - Door gewichtsmuur op dek $F_h = 15.67 \text{ kN}$ - Door damwand afgedragen aan dek $F_s = 3.04 \text{ kN}$ Horizontale krachten op voorste paalrij - $q_s = 10.49 \text{ kN/m}$

E3 Resultaten berekeningen twee palenrijen

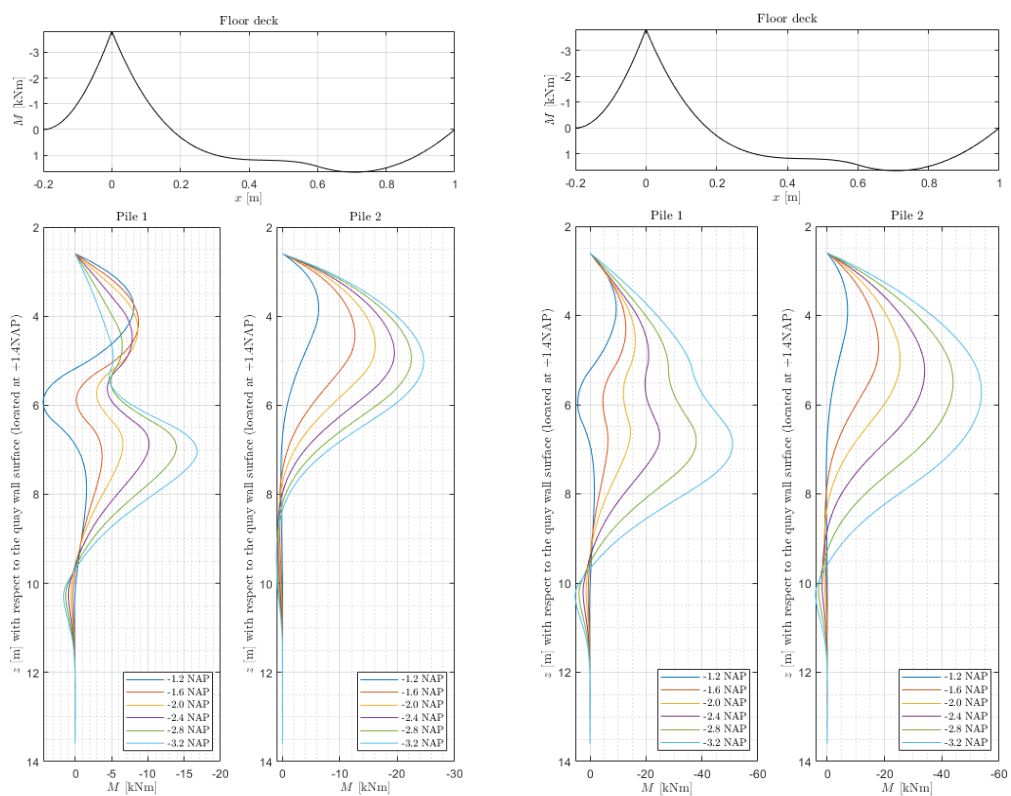
Berekeningen $D = 0.2\text{m}$, Normaalkracht 1 = 69.16 kN; Normaalkracht 2 = 11.32 kN



Figuur E5 Vervormingen $D=0,20\text{m}$ Eerste orde links, tweede orde rechts

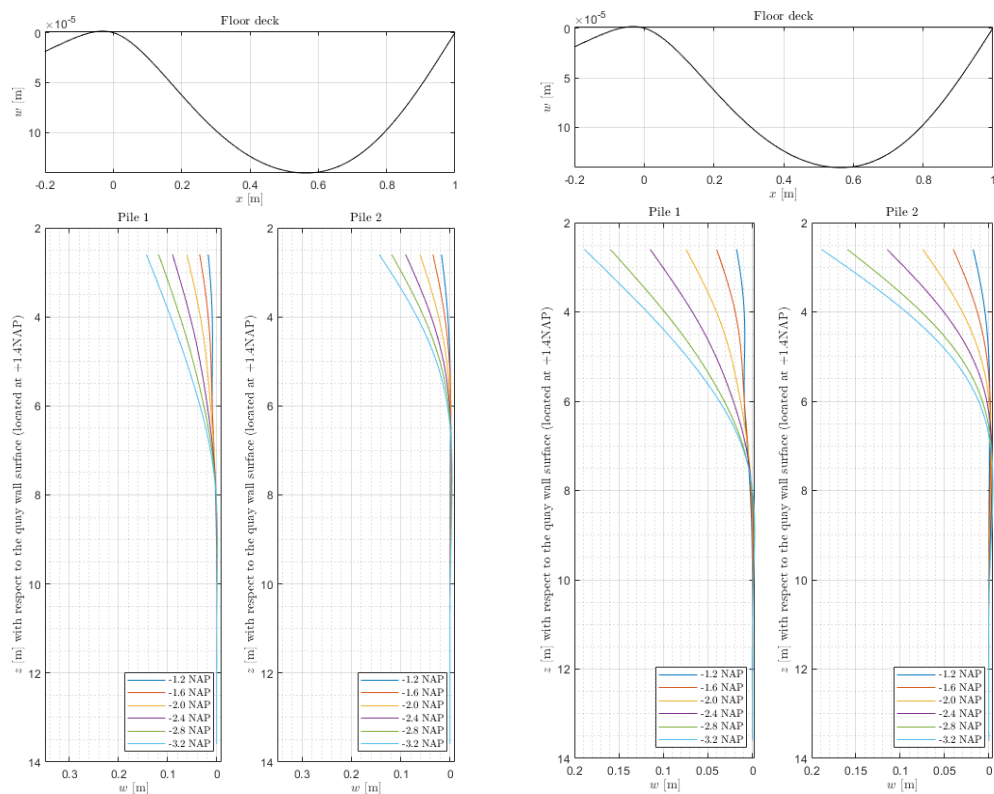


Figuur E6 Dwarskrachten $D=0,20\text{m}$; Eerste orde links, tweede orde rechts

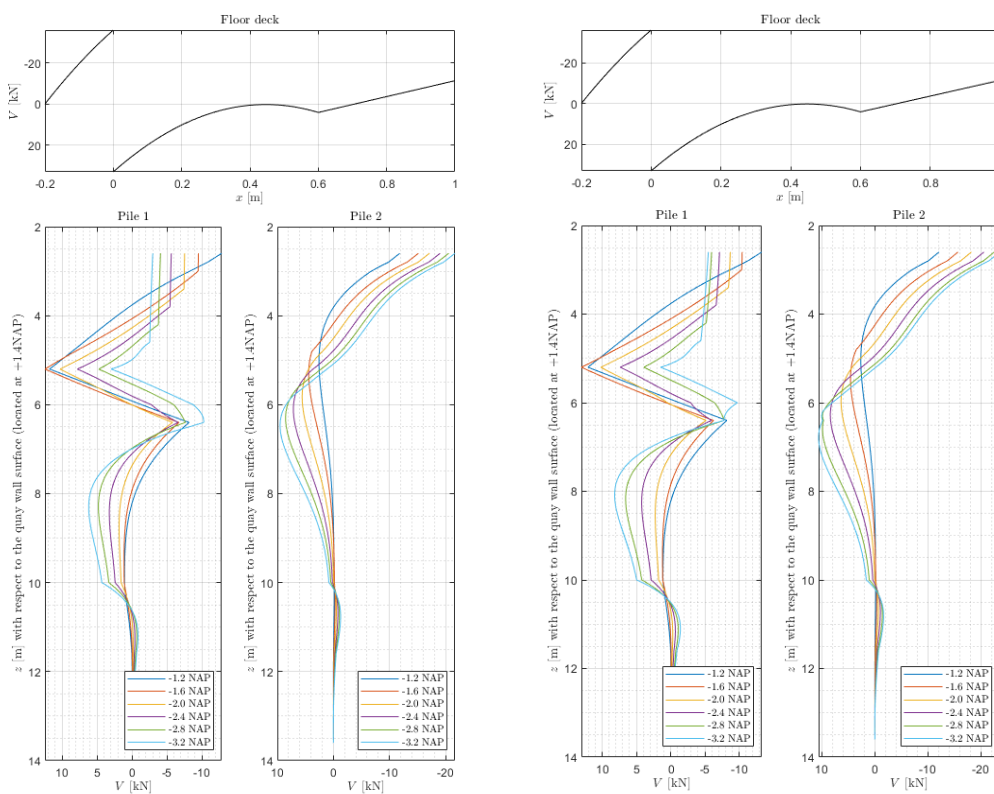


Figuur E7 Momenten $D=0,20$ m; Eerste orde links, tweede orde rechts

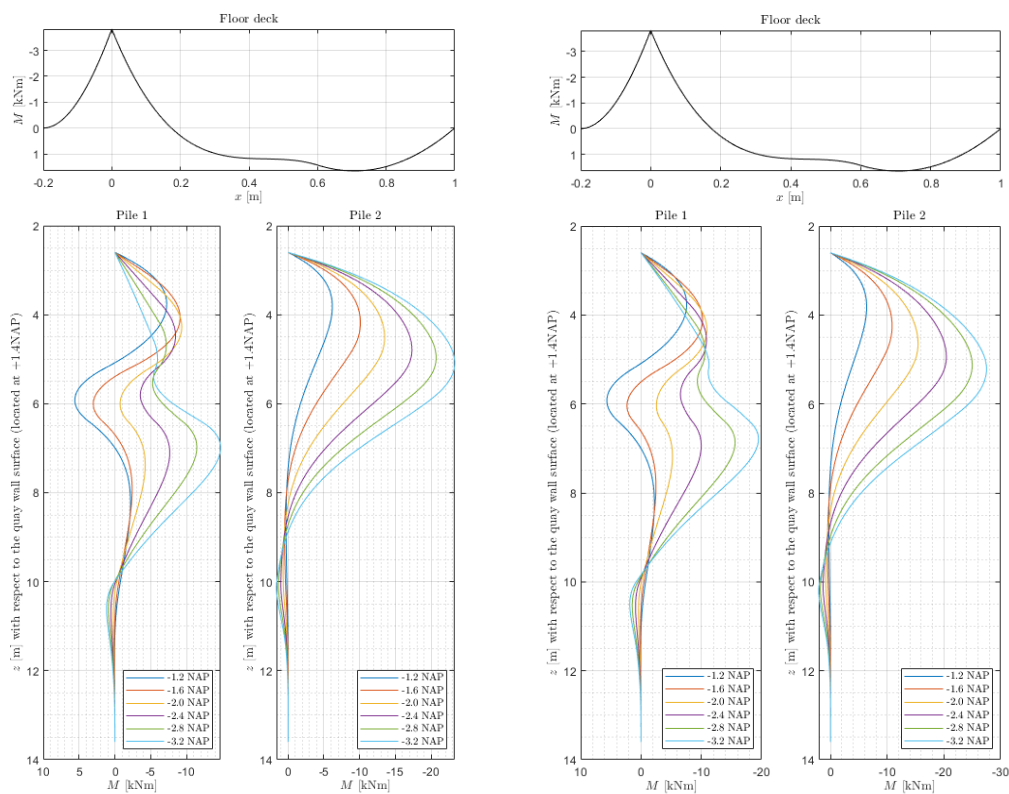
Berekeningen $D = 0.25\text{m}$, Normaalkracht 1 = 69.16 kN, Normaalkracht 2 = 11.32 kN



Figuur E8 Vervormingen $D=0.25\text{m}$; Eerste orde links, tweede orde rechts



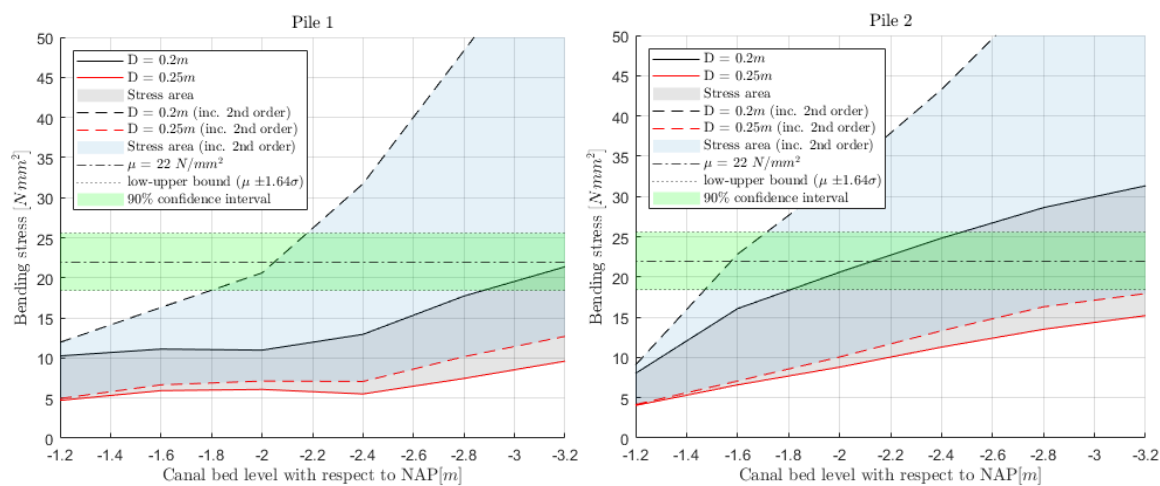
Figuur E9 Dwarskrachten $D=0.25\text{m}$; Eerste orde links, tweede orde rechts



Figuur E10 Momenten D=0,25m; Eerste orde links, tweede orde rechts

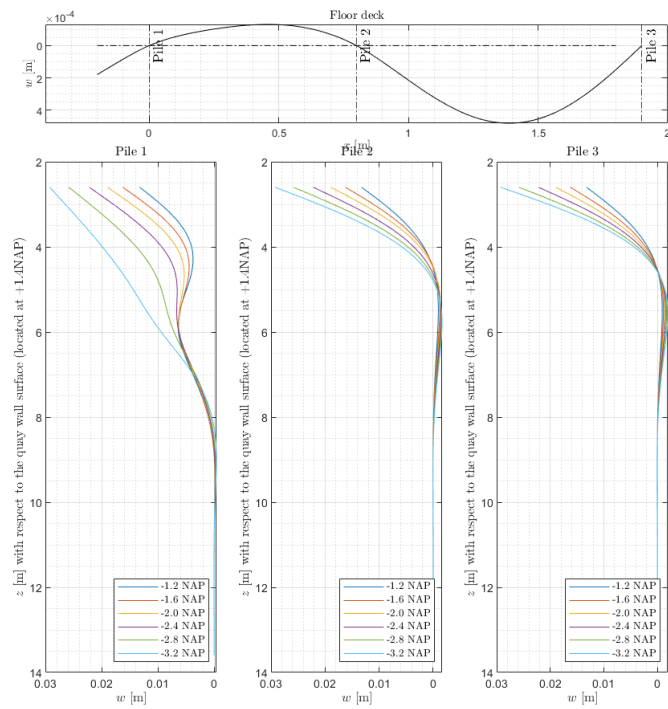
Spanningen per uitgraving

In figuur E11 is in de groene band ook de verwachte “best estimate” buigtreksterkte van het hout aangeduid, inclusief een onzekerheidsmarge voor een 5% boven/ondergrens. Een variantie coëfficiënt van 0.1 is gebruikt bij de bepaling van de standaard afwijking van de buigtreksterkte.

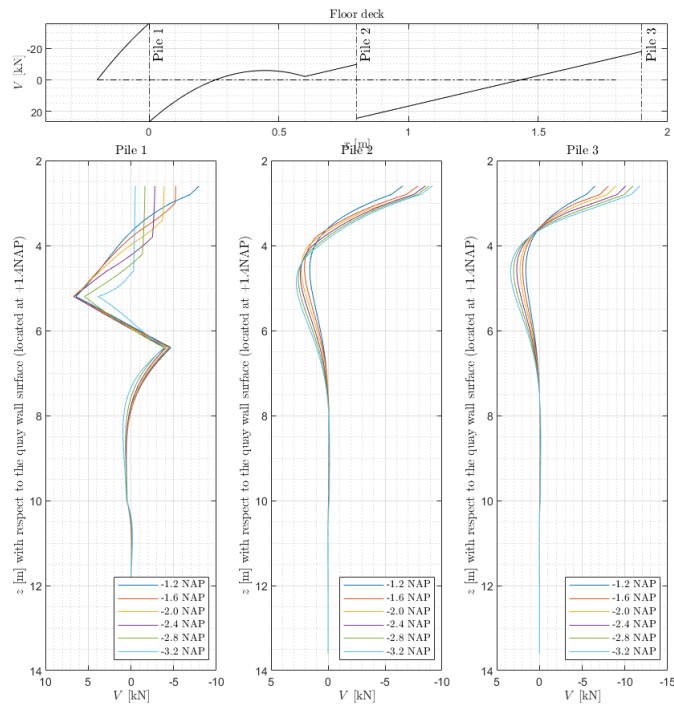


Figuur E11 Buigspanningen 2 palenrijen, Diameters 0,2 en 0,25 m

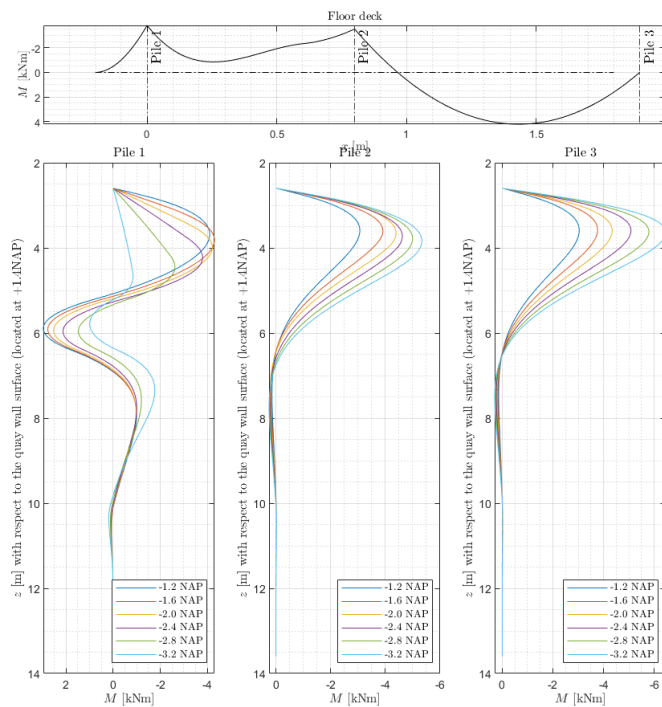
E4 Resultaten berekeningen drie palenrijen



Figuur E12 Vervormingen $D=0,2\text{m}$; tweede orde berekening



Figuur E13 Dwarskrachten $D=0,2\text{m}$; tweede orde berekening

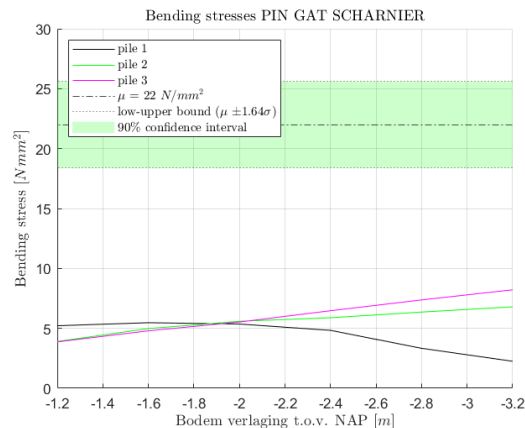


Figuur E14 Momenten $D=0,2\text{m}$; tweede orde berekening

Te zien is dat bij een verdieping van de bodem bij de voorste paalrij, de momenten afnemen. De grond achter de damwand begint steeds een grotere kracht uit te oefenen op de voorste paalrij en deze kracht vormt een moment in de palen. Dit moment is tegengesteld aan het moment dat wordt veroorzaakt door de uitbuiging van de paal als gevolg van de laterale kracht die uitgeoefend wordt op de paal kop. Het gevolg is afname van lateraal

draagvermogen van de voorste paalrij en dus het toenemen van de momenten in de 2^e en 3^e paalrij. Hoe groter de uitwassing, hoe groter de toenames in de 2^e en 3^e paalrij. Te zien is ook dat de uitbuiging (min of meer lineair) toeneemt met de uitwassing. Bij een verlaging van NAP-3.2m wordt 3 cm uitbuiging verwacht. De horizontale capaciteit aan de bovenkant van de paal is dan vrijwel 0. Dit komt door het drukken van de damwand tegen de voorste palenrij. De normaalkracht in de palen kan afgelezen worden in de dwarskrachten figuur van de kesp. Dit zijn de ‘sprongen’ die de dwarskrachtenlijn maakt.

Spanningen per uitgraving

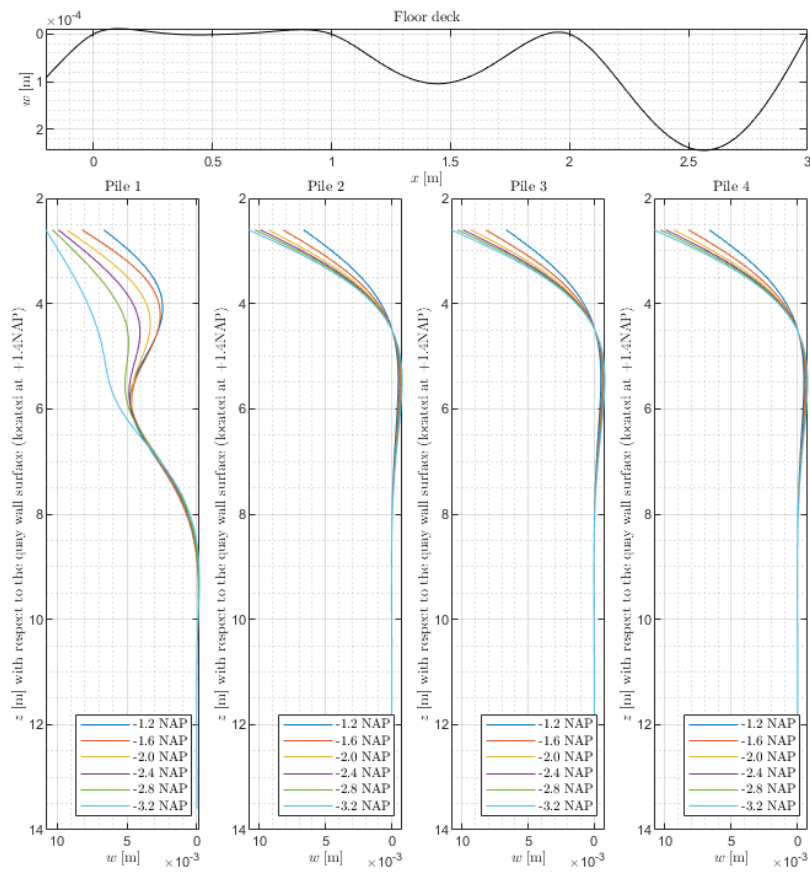


Figuur E15 Buigspanningen 3 palenrijen, Diameter 0,2 m, tweede orde

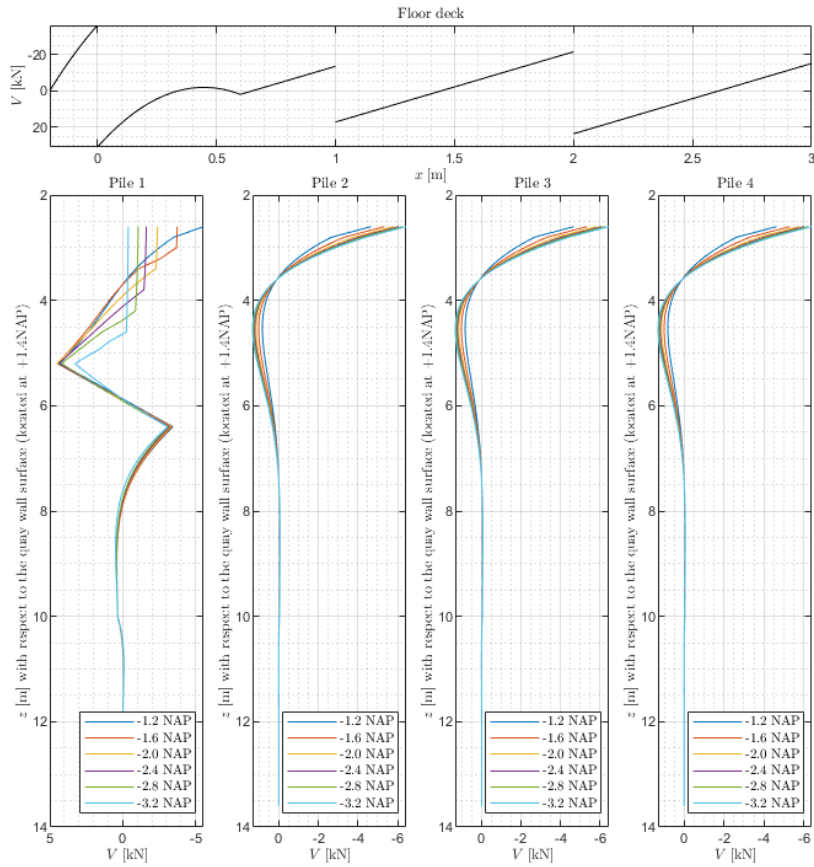
In deze figuur is in de groene band ook de verwachte “best estimate” buigtreksterkte van het hout aangeduid, inclusief een onzekerheidsmarge voor een 5% boven/ondergrens. Een variantie coëfficiënt van 0.1 is gebruikt bij de bepaling van de standaard afwijking van de buigsterkte.

E4 Resultaten berekeningen vier palenrijen

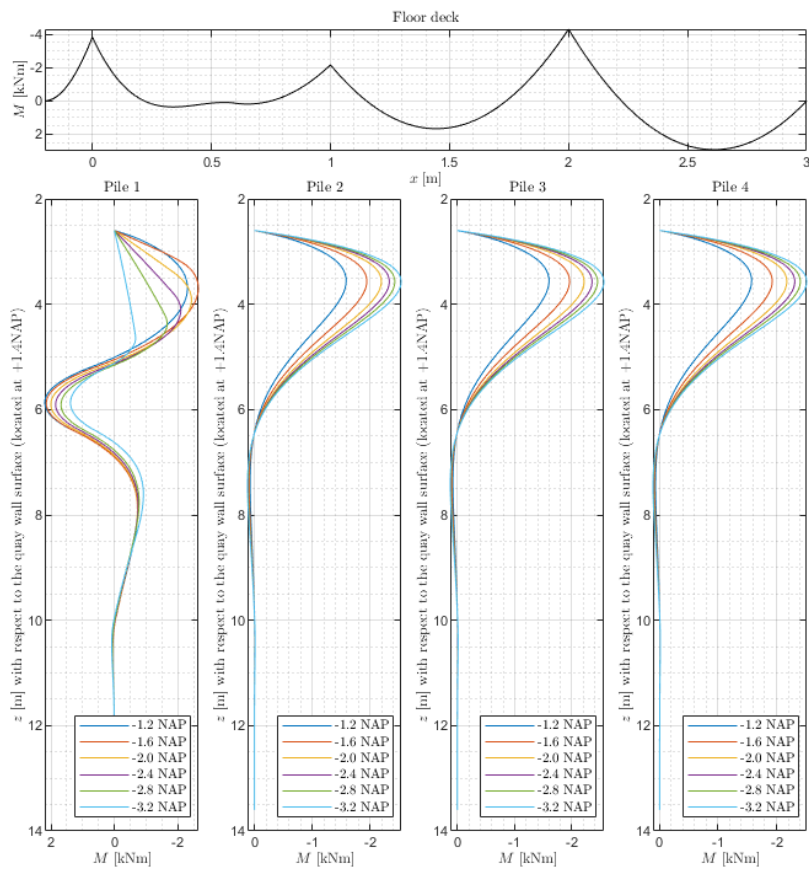
Vier palen rijen (2e orde) $D = 0.2\text{m}$



Figuur E16 Vervormingen $D=0,2\text{m}$; tweede orde berekening

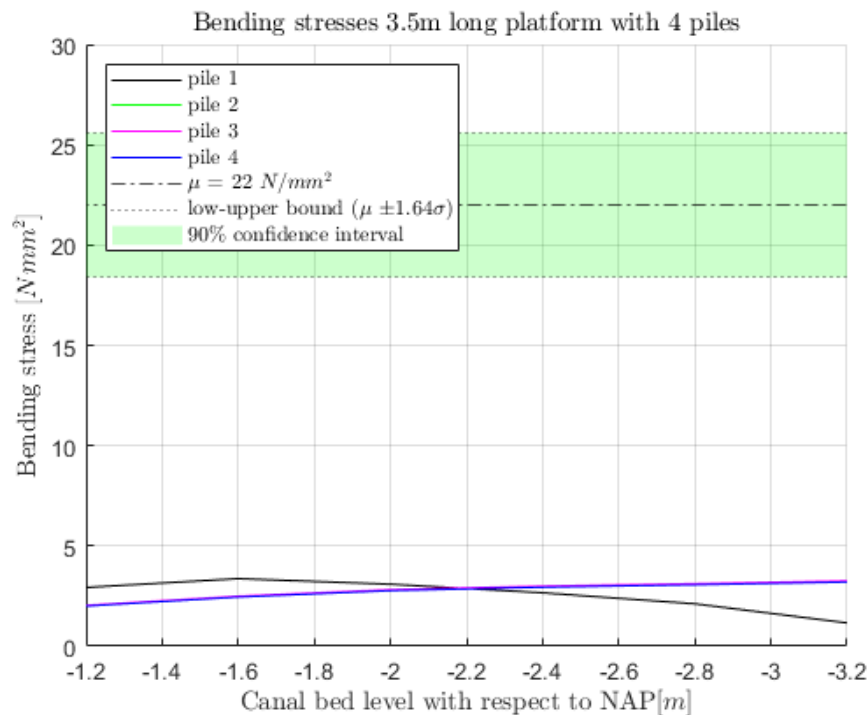


Figuur E17 Dwarskrachten D=0,2m; tweede orde berekening



Figuur E18 Momenten D=0,2m; tweede orde berekening

Spanningen per uitgraving



Figuur E19 Buigspanningen 4 palenrijen, Diameter 0,2 m, tweede orde

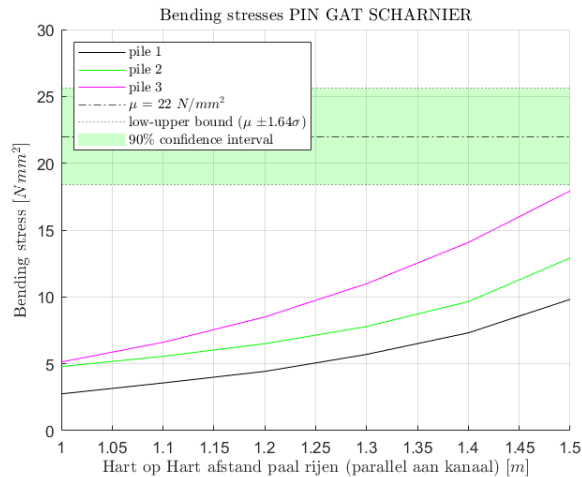
In deze figuur is in de groene band ook de verwachte “best estimate” buigtreksterkte van het hout aangeduid, inclusief een onzekerheidsmarge voor een 5% boven/ondergrens.

E5 Gevoeligheid analyse

Bij deze gevoeligheidsstudie is de casus van drie palen beschouwd. Alle parameters zullen hetzelfde zijn als in de drie palen standaard casus, met uitzondering van de gevarieerde eigenschap zoals hieronder vermeld.

Hart op hart afstand palen in langs richting

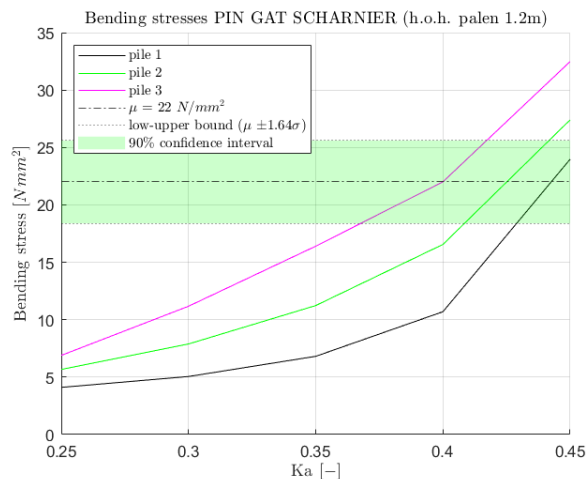
Allereerst wordt de gevoeligheid van de h.o.h. paal afstand in langs richting (parallel aan de gracht) geanalyseerd. De uitdieping van de eerste paal is tot NAP-3.2 aangenomen. De h.o.h. afstand die aangenomen is varieert tussen 1m en 1.5m. In de onderstaande figuur is de buigspanning voor elke paal uitgezet tegen de variatie in paal h.o.h. afstand. Te zien is dat de spanningen exponentieel toenemen met een vergroting van de hart op hart afstand. Dit exponentiele karakter wordt versterkt door het tweede orde effect van de bovenbelasting op de paalrijen.



Figuur E20 Invloed hart op hart afstand van de palen op buispanning 3 palenrijen, D-0,2m

Actieve grond druk achter gewichtsmuur

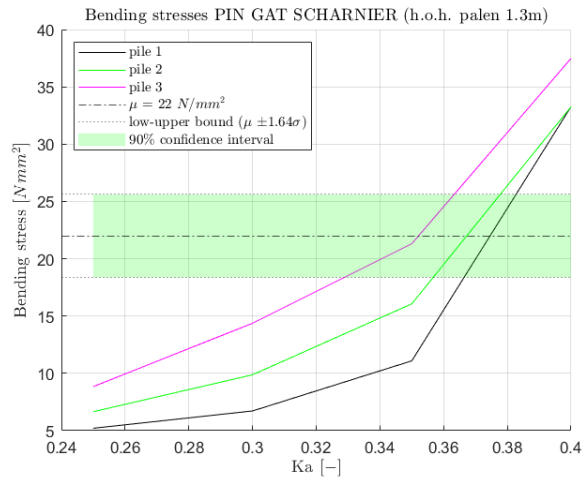
Gezien de horizontale grond druk achter de gewichtsmuur een grote onzekerheid met zich meebrengt zal de er gevarieerd worden met de actieve gronddruk coëfficiënt. De toegepaste variatie van de actieve grond druk betreft een gronddrukfactor van 0.25 tot 0.45. De maximale actieve grond coëfficiënt zal maximaal ongeveer gelijk zijn aan de neutrale waarde, voor zand nabij 0.5 gelegen. In Figuur E21 is te zien dat ook hier een exponentiele toename aangetroffen wordt in de optredende buigspanningen bij toename van de actieve gronddrukfactor.



Figuur E21 Invloed actieve gronddruk op de palen op buispanning 3 palenrijen, D-0,2m

Actieve grond druk met vergrote hart op hart afstand van 1.3m

In deze sectie wordt gedemonstreerd hoe de exponentiele verbanden elkaar kunnen versterken (in dit geval een vergroting van de hart op hart afstand van palen in de langs richting naar 1.3 m) en dat uiteindelijk de bovengrens van de toelaatbare buigtreksterkte ruimschoots overschreden worden vanaf actieve grond spanningen rond de 0.35-0.4.



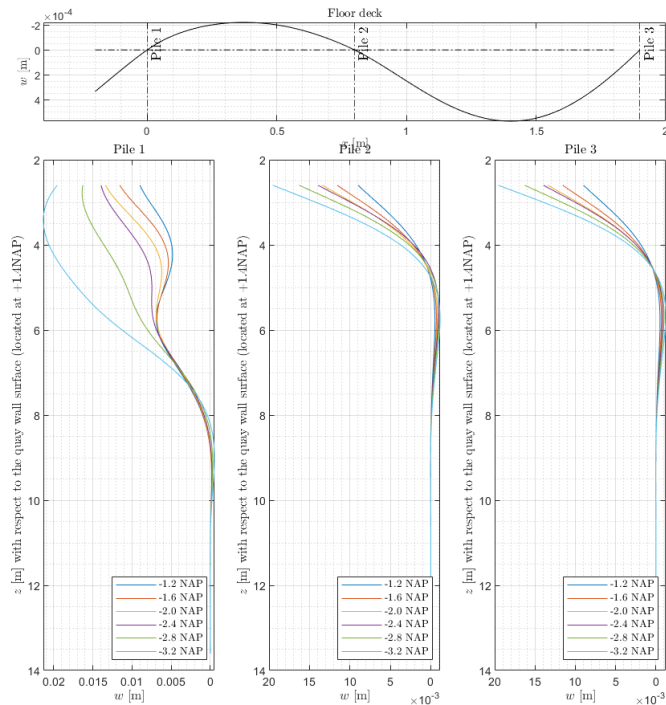
Figuur E22 Gecombineerde invloed van hogere actieve gronddruk op de palen en hoh afstand 1,3m op de buigspanning in de palen

Indien een aantal parameters ‘ongunstig’ uitvallen kunnen buigspanningen enorm oplopen, zo hoog dat ze de buigsterkte van de palen kunnen overschrijden.

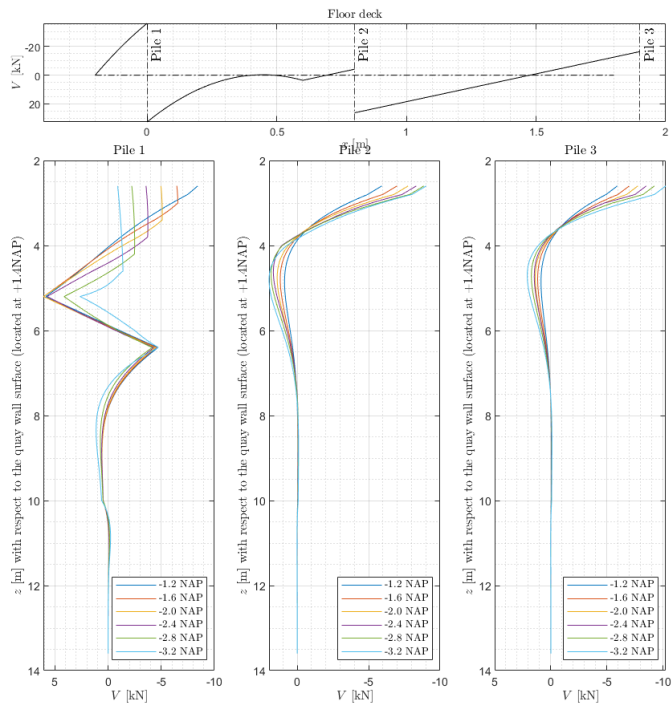
Paal kesp verbinding (pin gat verbinding)

In de berekeningen van deze bijlage E is de pin gat verbinding als scharnieren aangenomen. In praktijk is dit niet het geval. Het maximaal plastisch scharnier dat kan ontstaan is grofweg geschat op N^*e waarin N de normaalkracht is in de paal en e de excentriciteit van de normaalkrach m.r.t. het hart van de paal. Deze excentriciteit wordt geschat op $D/4$ waarin D de diameter van de paal is.

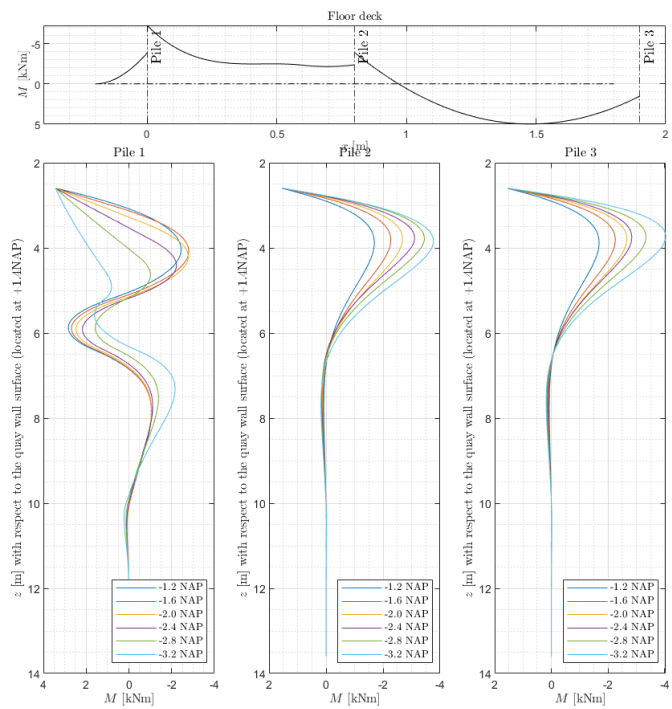
Resultaten berekeningen drie palenrijen met plastische scharnier pin gat verbinding



Figuur E23 Vervormingen D=0,2m; tweede orde berekening



Figuur E24 Dwarskrachten $D=0,2\text{m}$; tweede orde berekening

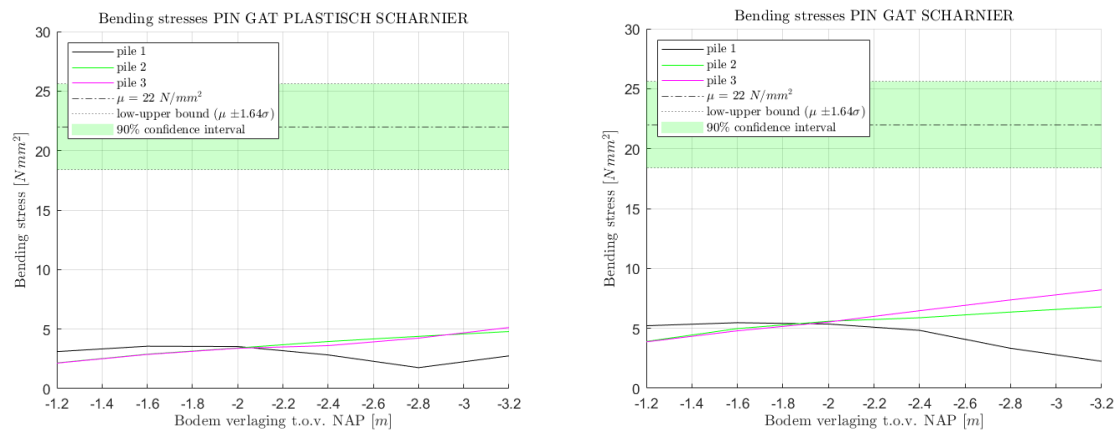


Figuur E25 Momenten $D=0,2\text{m}$; tweede orde berekening

Duidelijk valt te zien dat krachten en verplaatsingen afnemen door toevoeging van de pin-gat verbinding als plastisch moment. De constructie krijgt meer stijfheid en laat daarmee minder krachten/verplaatsingen toe.

Spanningen per uitgraving

In deze figuur is in de groene band ook de verwachte “best estimate” buigtreksterkte van het hout aangeduid, inclusief een onzekerheidsmarge voor een 5% boven/ondergrens. Een variatie coëfficiënt van 0.1 is aangehouden. Ter vergelijking zijn de spanningen van een scharnierende pin gat verbinding ook weergegeven.



Figuur E11 Buigspanningen 3 palenrijen, Diameters 0,2; tweede orde berekening. Links plastische paal kesp verbinding, rechts scharnierende paal kesp verbinding.

Appendix F Paal draagkracht axiaal

Resultaten van DFoundations voor sonderingen S1, S2 en S3, met alle partiele factoren op 1,0.

Berekende paal draagkracht $R_{c;max}$ (zonder partiele veiligheidsfactoren, in kN) over de drie sonderingen:

Kopdiameter 0,2m, tapsheid 8 – 10 mm/m, puntdiameter op paalpuntniveau, $D_{tip} = 0,1m$:

Kopdiameter 0,25m, tapsheid 8 – 10 mm/m, puntdiameter op paalpuntniveau, $D_{tip} = 0,15m$:

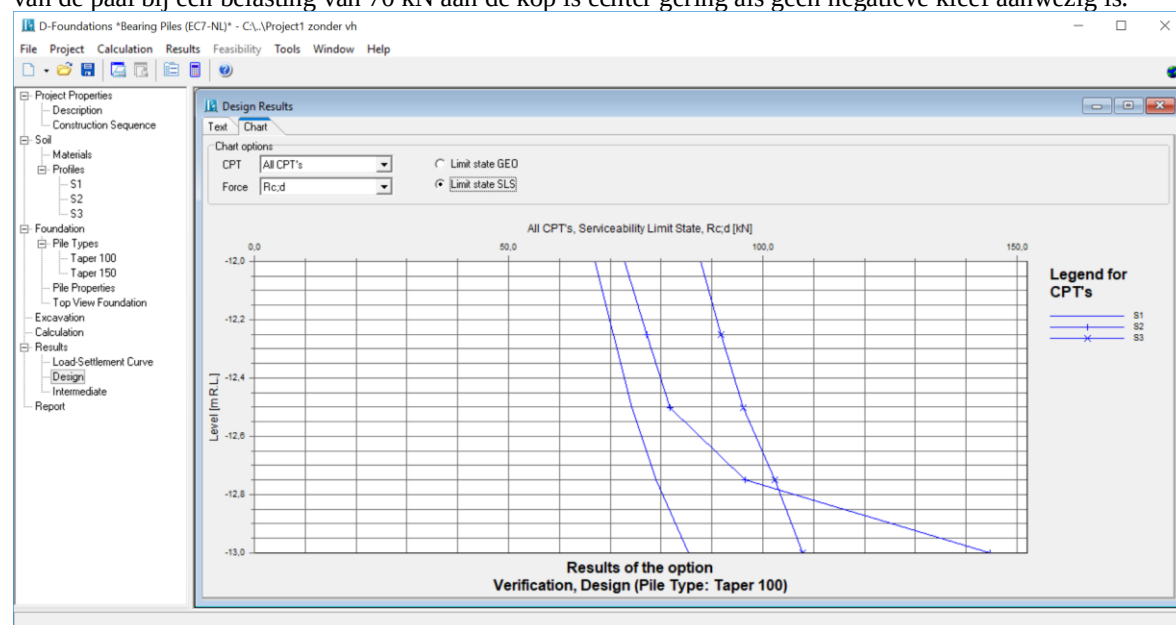
ppn	D=0,2m / 0,1 m	D=0,25m / 0,15m
-12	67-88	94-122
-13	85-145	120-243

Bij de berekening van de draagkracht is vanaf het wadzand positieve kleeft gerekend. Verder zijn de rekenfactoren voor 2016 van NEN toegepast.

De bezwijkwaarden (alle lagen positieve kleeft) zijn als volgt:

ppn	D=0,2m / 0,1 m	D=0,25m / 0,15m
-12	122-190	157-242
-13	150-217	191-271

Er is in de bovenstaande tabel geen rekening gehouden met negatieve kleeft als belasting. Deze bedraagt circa 100 kN. Indien dit wordt meegenomen hebben de palen rekentechnisch niet voldoende capaciteit. De zakking van de paal bij een belasting van 70 kN aan de kop is echter gering als geen negatieve kleeft aanwezig is.



$R_{c;max}$ voor paaldiameter 200